Bauforschung

Bauteilversuche zur Querkraftbiegung an mittels Klebearmierung verstärkten Bauteilen

T 2945

Fraunhofer IRB Verlag

T 2945

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Liegen dem Fraunhofer IRB Verlag die Originalabbildungen vor, können gegen Berechnung Farbkopien angefertigt werden. Richten Sie Ihre Anfrage bitte an die untenstehende Adresse.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2001, ISBN 3-8167-5787-1

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag
Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

e-mail irb@irb.fhg.de

URL http://www.irb.fhg.de

TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN
INSTITUT FÜR TRAGWERKSBAU
LEHRSTUHL FÜR MASSIVBAU

Bauteilversuche zur Querkraftbiegung an mittels Klebearmierung verstärkten Betonbauteilen

Konrad Zilch
Christoph Schmidhuber
Roland Niedermeier

Forschungsbericht
Mai 2000

gefördert durch das
Deutsche Institut für Bautechnik

Technische Universität München
Lehrstuhl für Massivbau
Institut für Tragwerksbau
Univ.-Prof. Dr.-Ing. K. Zilch

Briefanschrift:
80290 München

Hausanschrift:
Gebäude N6, Theresienstraße 90, 80333 München

Tel.: 089 / 289 – 23038/39
Fax: 089 / 289 – 23046
e-mail: massivbau@massivbau.bauwesen.tu-muenchen.de

Bauteilversuche zur Querkraftbiegung an mittels Klebearmierung verstärkten Betonbauteilen

Zusammenfassung

Im vorliegenden Bericht wird die Durchführung und Auswertung von Versuchen zur Zugkraftdeckungs- und zur Schubbemessungsproblematik an mittels Stahllaschen verstärkten Biegebauteilen beschrieben. In Verbundversuchen wurde das Verbundverhalten von Stahllaschen und Betonstählen getrennt untersucht. Anschließend wurde an platten- bzw. balkenförmigen Biegeträgern das Verbundverhalten dieser Stähle in Kombination erforscht, die Rissbildung an den Bauteilen beobachtet und der Zugkraftaufbau in den Bewehrungslagen zwischen den Rissen untersucht. Anhand der Versuchsergebnisse wurde das in der „Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen (01.00)" angegebene Zugkraftdeckungskonzept verifiziert. In Versuchen zur Schubbemessungsproblematik wurde an Versuchskörpern mit Plattenbalkenquerschnitt das Schubtragverhalten experimentell erfasst. In Anlehnung an die Bestimmungen der DIN 1045 (7.88) wurden Grenzwerte festgelegt bis zu welchen auf zusätzlich geklebte Laschenbügel verzichtet werden darf, wenn die innere Schubbewehrung für den verstärkten Zustand ausreichend dimensioniert ist.

Tests on concrete members with externally bonded reinforcement under combined shear and bending

Abstract

This report deals with the performance and subsequent evaluation of tests on concrete members with externally bonded steel plates to check the concept for the verification of the envelope of tensile forces and the shear resistance of concrete girders. In bond tests the bond behaviour of steel plates and reinforcing steel was checked separately. The behaviour of the combined internal and external reinforcement was investigated in tests on slabs and beams with a rectangular cross section. Cracks in the concrete members were monitored and the development of tensile forces in the reinforcing steel and the steel plates along the axis were subjected to experimental evaluation. Using the experimental results the verifications of the envelope of tensile forces in the „Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen (01.00)" were confirmed. In tests on girders with flanged cross sections the shear behaviour was investigated. According to the regulations of DIN 1045 (7.88) limits for the application of externally bonded longitudinal reinforcement without additional externally bonded shear reinforcement were determined, provided that the internal shear reinforcement is sufficient for the strengthened state.

Expériences d´éléments de construction pour flexion de force transversale sur pièces en béton renforcées au moyen d´une armature adhésive

Résumé

Le présent rapport décrit l´exécution et l´analyse des expériences sur la problématique de la marge de la force de traction et de la détermination de la poussée sur des pièces de construction sollicitées en flexion renforcées au moyen d´armatures en acier. A l´aide d´expériences combinatoires, on a analysé séparément le comportement combinatoire des

armatures en acier et des aciers pour béton. Puis on a examiné le comportement combinatoire de ces aciers combinés sur des poutres sollicitées en flexion en forme de plaques et de solives, on a observé le fendillement sur les éléments de construction et on a analysé la croissance de la force de traction dans les armatures entre les fissures. En se fondant sur les résultats des expériences, on a vérifié le concept de la marge de la force de traction qui est cité dans la "Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen (01.00)". En ce qui concerne les expériences sur la problématique de la détermination de la poussée, celles-ci ont été pratiquées de manière expérimentale sur des éléments avec coupe transversale de poutre en T. En se référant aux prescriptions de la norme DIN 1045 (7.88), on a fixé des valeurs limites qui indiquent jusqu´à quel point on est autorisé à renoncer à des armatures en étrier collées supplémentaires quand l`armature de cisaillement intérieure est suffisamment dimensionnée pour l´état de renforcement.

1 Einleitung 1

2 Versuchsprogramm 3

2.1 Versuchsprogramm zur Zugkraftdeckungsproblematik 3
2.2 Versuchsprogramm zur Schubbemessungsproblematik 4

3 Versuchsmaterialien 5

3.1 Materialien der Versuche zur Zugkraftdeckungsproblematik 5
3.2 Materialien der Versuche zur Schubbemessungsproblematik 9

4 Verbundversuche an Zug – Druck – Doppellaschenkörpern 12

4.1 Allgemeines 12
4.2 Versuchskörper 13
4.3 Messtechnische Ausrüstung der Versuchskörper 14
4.4 Versuchsdurchführung 15
4.5 Auswertung der Verbundversuche an Zug – Druck – Doppellaschenkörpern 16

5 Verbundversuche an Konsolausziehkörpern 32

5.1 Allgemeines 32
5.2 Versuchskörper und Versuchsaufbau 32
5.3 Messtechnische Ausrüstung und Versuchsdurchführung 34
5.4 Auswertung der Verbundversuche an Konsolausziehkörpern 35

6 Biegeversuche 40

6.1 Allgemeines 40
6.2 Versuchskörper und Versuchsaufbau 41
6.3 Messtechnische Ausrüstung der Versuchskörper 44
6.4 Versuchsdurchführung 45
6.5 Auswertung der Biegeversuche 46

7 Schubversuche 59

7.1 Allgemeines 59
7.2 Versuchskörper und Versuchsaufbau 60
7.3 Messtechnische Ausrüstung 68
7.4 Versuchsdurchführung 69
7.5 Beschreibung und Auswertung der Schubversuche 69
7.6 Vergleich der Versuchsergebnisse mit weiteren Versuchen 82

8 Zusammenfassung **91**

9 Literatur **93**

ANHANG A **95**

ANHANG B **99**

ANHANG C **133**

1 Einleitung

Der Entwurf der „Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen – Juni 1997“ [1] sieht im Gegensatz zu den im Moment gültigen Zulassungsbescheiden veränderte Konzepte zur Zugkraftdeckung und Schubbemessung vor.

Durch den dort vorgeschlagenen Endverankerungsnachweis, basierend auf den Erkenntnissen von Holzenkämpfer [9], wird die Zugkraftdeckung lediglich am Laschenende nachgewiesen. Ein ergänzender Zugkraftdeckungsnachweis in den übrigen Trägerbereichen wird nicht gefordert. Neueste Versuche haben allerdings gezeigt, dass für eine sichere Bemessung einer Biegeverstärkung der Zugkraftdeckungsnachweis nicht auf den Endverankerungsbereich beschränkt werden kann. Eine sichere und realistische Bemessung einer Biegeverstärkung durch Klebearmierung kann nur dann erfolgen, wenn bekannt ist, wie sich die Zugkraft in der Zuglasche infolge der Charakteristik des Klebeverbundes und den geometrischen Verträglichkeitsbedingungen zwischen dem äußersten Biegeriss und dem Ort der maximalen Biegebeanspruchung aufbaut. Eine Literatursichtung und Auswertung hinsichtlich der Zugkraftdeckung wurden am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München bereits im Vorfeld des hier beschriebenen Forschungsvorhabens durchgeführt. Dabei wurde festgestellt, dass zur Beschreibung des Zugkraftaufbaues im Moment keine geeigneten Modelle zur Verfügung stehen.

Das neue Konzept der Schubbemessung im Richtlinienentwurf Juni 1997 [1] sieht im Gegensatz zu den Regelungen der Zulassungen vor, dass auch bei einer ausreichend vorhandenen einbetonierten Schubbewehrung bei Balken geklebte Schublaschen anzuordnen sind. Die Verstärkung von Balken mit geklebten Schublaschen ist außerordentlich aufwendig und bedeutet somit eine erhebliche wirtschaftliche Verschlechterung gegenüber der bisherigen Regelung, die sich auf die Ergebnisse der sogenannten Grundsatzversuche [8] stützte. Die sich aus der Querkraftbeanspruchung eines Biegebalkens einstellenden Problematiken der veränderlichen Biegezugkraftbeanspruchung, des Abtrages der vertikalen Lasten zu den Auflagern und dem vorhandenen Versatz von Rissufern wurde bislang nicht gezielt experimentell untersucht. Zur Schubbemessungsproblematik wurde ebenfalls bereits im Vorfeld eine erste Literatursammlung durchgeführt. Aus dieser ging hervor, dass zur Schubtragfähigkeit von nicht durch geklebte Schublaschen verstärkten Biegetraggliedern nur sehr wenig gezielte experimentelle Untersuchungen durchgeführt wurden. Eine umfangreiche Auswertung [18] von in der Literatur beschriebenen Biegeversuchen mit CFK-Lamellen-Verstärkungen ergab, dass bislang kein geeignetes Schubbemessungsmodell zur Verfügung steht.

Im Rahmen des hier beschriebenen Forschungsvorhabens, das vom Deutschen Institut für Bautechnik gefördert wurde, wurden zur Zugkraftdeckungsproblematik insgesamt 16 Bauteilversuche durchgeführt. Zunächst wurde das Verbundverhalten der Klebelaschen und der Betonstähle untersucht. Dabei wurden 2 unterschiedliche Stahllaschendicken und 2 Arten der einbetonierten Betonstahlbewehrung (glatt, gerippt) verwendet. Das Verbundverhalten der einbetonierten Betonstahlbewehrung wurde in insgesamt 8 Verbundversuchen an Konsolausziehkörpern nach Janovic [5], das Verbundverhalten der aufgeklebten Stahllaschen in 4 Verbundversuchen an Zug-Druck-Doppellaschenkörpern [7] untersucht. Anschließend wurden Biegeversuche an 2 Plattenstreifen und 2 Balken mit Rechteckquerschnitt

durchgeführt. Dabei kamen die in den Einzelverbundversuchen verwendeten Betonstähle und Stahllaschen in Kombination zur Anwendung.

Zur Schubbemessungsproblematik wurden im Rahmen des Forschungsvorhabens insgesamt 6 Bauteilversuche an Biegebalken mit Plattenbalkenquerschnitt durchgeführt. Die einbetonierte Schubbewehrung wurde so ausgeführt, dass ohne die Anordnung von geklebten Schublaschen die Schubbeanspruchung des verstärkten Bauteils rechnerisch aufgenommen werden kann. Nach den bisherigen Zulassungen [6]konnte in diesem Fall auf geklebte Schublaschen verzichtet werden. Nach dem neuen Richtlinienentwurf Juni 1997 [1] sind für Schubbeanspruchungen $\tau_{0V} \leq \tau_{012}$ Schublaschen anzuordnen und über die gesamte Steghöhe des Bauteils zu verkleben, für Schubbeanspruchungen $\tau_{012} \leq \tau_{0V} \leq \tau_{02}$ sind die Schublaschen zusätzlich in der Druckzone des Bauteils zu verankern. Dies bedeutet bei Plattenbalken, dass die Platte durchbohrt werden muss. Lediglich für Schubbeanspruchungen $\tau_{0V} \leq \tau_{011}$ (Zeile 1b) darf auf Laschenbügel verzichtet werden. Im Rahmen des Forschungsvorhabens sollte untersucht werden, ob die Regelungen der momentan gültigen Zulassungsbescheide, bei ausreichend vorhandener einbetonierter Schubbewehrung auch im Schubbereich 2 auf geklebte Laschenbügel zu verzichten, beibehalten werden können oder ob Einschränkungen erforderlich sind.

2 Versuchsprogramm

2.1 Versuchsprogramm zur Zugkraftdeckungsproblematik

Im Rahmen des Versuchsprogramms zur Zugkraftdeckungsproblematik wurden Versuche mit drei unterschiedlichen Versuchskörpern durchgeführt. In 4 Verbundversuchen an *Zug-Druck-Doppellaschenkörpern* wurde das unterschiedliche Verbundverhalten der Klebelaschen untersucht. Das Verbundverhalten von Betonstählen wurde in insgesamt 8 Verbundversuchen an *Ausziehkörpern nach Janovic* [5] untersucht. In den Versuchen wurden dabei 2 unterschiedlichen Stahllaschendicken (15 mm und 5 mm) bzw. 2 unterschiedlichen Arten der einbetonierten Betonstahlbewehrung (glatte und gerippte Betonstähle) verwendet. Bei den anschließenden *Biegeversuchen* wurden die gleichen Laschenstähle bzw. Betonstähle in Kombination angewandt. In Tabelle 2.1 sind alle Versuche zur Zugkraftdeckungsproblematik zusammengestellt. Angegeben sind die Versuchsart (Dlk – Doppellaschenkörper, Kak – Konsolausziehkörper, Bt – Biegeträger), Betongüte, Breite b_L und Dicke t_L der Stahllaschen und der Durchmesser d_s der Betonstahlbewehrung.

Tabelle 2.1: Versuche zur Zugkraftdeckungsproblematik

Versuch	Art	Betongüte	b_L [mm]	t_L [mm]	d_s [mm]
zd1	Dlk	B25	80	5	-
zd2	Dlk	B25	80	5	-
zd3	Dlk	B25	200	15	-
zd4	Dlk	B25	200	15	-
ja28/1	Kak	B25	-	-	28
ja28/2	Kak	B25	-	-	28
ja28/3	Kak	B25	-	-	28
ja28/4	Kak	B25	-	-	28
ja12/1	Kak	B25	-	-	12
ja12/2	Kak	B25	-	-	12
ja12/3	Kak	B25	-	-	12
ja12/4	Kak	B25	-	-	12
bb1	Bt	B25	200	15	28
bb2	Bt	B25	200	15	28
bpl1	Bt	B25	80	5	12
bpl2	Bt	B25	80	5	12

Die Verklebung der Stahllaschen erfolgte durch das Personal des Laboratoriums für den Konstruktiven Ingenieurbau (LKI) der Technischen Universität München. Die Anforderungen des Richtlinienentwurfes [1]und der Technischen Merkblätter zum verwendeten Epoxydharzkleber wurden beachtet.

2.2 Versuchsprogramm zur Schubbemessungsproblematik

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden insgesamt 6 *Schubversuche* an Stahlbetonbalken mit Plattenbalkenquerschnitt durchgeführt. Die einbetonierte Schubbewehrung wurde dabei so ausgeführt, dass ohne die Anordnung von geklebten Schublaschen die Schubbeanspruchung des verstärkten Balkens rechnerisch aufgenommen werden kann.

Die Schubbewehrung wurde jeweils ungünstigst so gewählt, dass große vertikale Rissuferversatzmaße auftreten. Dabei wurden folgende Parameter bei der Konzeption der Versuche variiert:

- Art der Schubbewehrung: Bügel bzw. Bügel mit Schrägaufbiegungen
- Belastungsanordnung: 4 - Punkt Biegeversuch bzw. 6 - Punkt Biegeversuch
- Biegeschlankheit λ

In Tabelle 2.2 sind alle Versuche zur Schubbemessungsproblematik zusammengefasst. Dabei ist neben der Versuchsbezeichnung und der Betongüte, der jeweilig variierte Parameter aufgeführt.

Tabelle 2.2: Versuche zur Schubbemessungsproblematik

Versuche	Betongüte	Variation
sb1	B25	Grundversuch; 4 – Punktversuch
sb2	B25	Versuchsdurchführung als 6 – Punktversuch
sb3	B25	Vergrößerung der Biegeschlankheit
sb4	B25	Anordnung von Bügeln und Schrägaufbiegungen
sb5	B25	Anordnung von Dübeln
sb6	B25	Anordnung von geklebten Schublaschen

Die Verklebung der Stahllaschen erfolgte durch das Personal des Laboratoriums für den Konstruktiven Ingenieurbau (LKI) der Technischen Universität München. Die Anforderungen des Richtlinienentwurfes [1]und der Technischen Merkblätter zum verwendeten Epoxydharzkleber wurden beachtet.

3 Versuchsmaterialien

3.1 Materialen der Versuche zur Zugkraftdeckungsproblematik

3.1.1 Beton (Verbundversuche, Biegeversuche)

Die Betonzusammensetzung ist für alle in den Abschnitten 4, 5 und 6 zur Zugkraftdeckungsproblematik beschriebenen Versuche identisch. Angestrebt wurde die Betongüte B 25. Es wurde ein Zement mit hoher Mahlfeinheit und großer Endfestigkeit verwendet, der zu einer raschen Festigkeitsentwicklung bei geringer Nacherhärtung führt. Bei der Rezeptur für die Betongüte B25 wurde ein großer Anteil der feinkörnigen Zuschläge gewählt, um eine relativ niedrige Zugfestigkeit zu erhalten. Bei allen Zuschlägen handelt es sich um ungebrochenes Material aus südbayerischen Vorkommen. In Tabelle 3.1 ist die Betonrezeptur angegeben.

Tabelle 3.1: Betonrezept B 25 – Verbundversuche, Biegeversuche

B 25	kg / m^3
Sand 0/4	1517,4
Kies 4/8	189,7
Kies 8/16	189,7
Zement CEM I 52,5 R	213,0
Wasser	191,2

Mit der vorhandenen Betonrezeptur wurde ein *w/z*-Wert = 0,9 erreicht. Die Festigkeiten des Betons wurden an Würfeln mit einer Kantenlänge a = 20 cm und an Zylindern mit einer Höhe h = 30 cm und einem Durchmesser d = 15 cm ermittelt. Probekörper und Versuchskörper wurden mit Innenrüttlern verdichtet und unter gleichen Bedingungen gelagert. In Tabelle A 1 im Anhang A sind die ermittelten Betonfestigkeiten am Prüfungstag für alle Versuche zusammengefasst. In Bild 3.1 ist die Festigkeitsentwicklung der Betonmischungen der Verbundversuche und Biegeversuche zusammengefasst dargestellt.

An den beklebten sandgestrahlten Seitenflächen der Versuchskörper wurden innerhalb weniger Tage nach den Versuchsdurchführungen die Oberflächenzugfestigkeiten β_{OZ} ermittelt. An den Versuchskörpern der Versuche *zd1, zd2, zd3* und *zd4* wurden je Seitenfläche fünf Oberflächenzugfestigkeitswerte mit Prüfstempeln ∅ 50 mm nach DIN 1048, Teil 2 an durch Ringnut begrenzte Prüfflächen ermittelt. Am Versuchskörper *bb1* wurden vier, am Versuchskörper *bb2* acht, an den Versuchskörpern *bpl1* und *bpl2* sechs Oberflächenzugfestigkeitswerte bestimmt. Die Werte der Oberflächenzugfestigkeit β_{OZ} sind in Tabelle A 1 im Anhang A zusammengestellt.

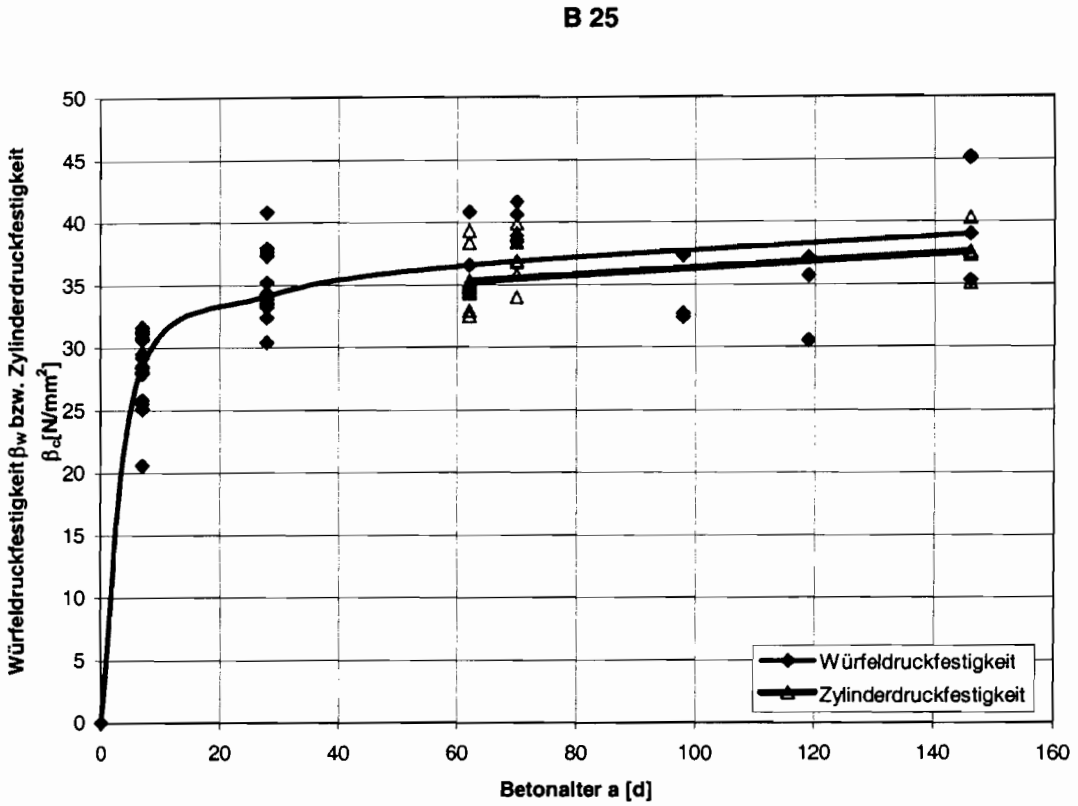


Bild 3.1: Entwicklung der Betondruckfestigkeit - Betongüte B 25

3.1.2 Stahllaschen (Verbundversuche, Biegeversuche)

Alle Stahllaschen wurden in FE 360 B (St 37-2) ausgeführt. Planmäßig sollte das Verbundverhalten von 5 mm und 15 mm dicken Laschen untersucht werden. Die planmäßigen Breiten der Stahllaschen betrugen 80 mm und 200 mm. Die Stahllaschen der Verbundversuche an den Zug-Druck-Doppellaschenkörpern *zd1, zd2, zd3* und *zd4* wiesen eine Beschichtung mit dem Primer SIKA Icosit 277 nach dem Zulassungsbescheid auf. Diese Beschichtung war von geschultem Personal der Firma Dipl.-Ing. R. Laumer GmbH&Co, Bautechnik, Massing aufgetragen worden. Die Oberfläche der nicht geprimerten Stahllaschen wurden wenige Tage vor dem Verkleben im Verbundbereich gesandstrahlt und im trockenen Laborklima (20° C, 65 % rel. Luftfeuchte) aufbewahrt. In Tabelle 3.2 sind die mechanischen Eigenschaften der verwendeten Stahlproben zusammengestellt. Der Elastizitätsmodul wurde neben den anderen mechanischen Kenngrößen an Proportionalproben ermittelt.

Tabelle 3.2: Mechanische Eigenschaften der verwendeten Stahllaschen

Laschendicke t_L (Nennwert) [mm]	Versuch	E-Modul E_L [N/mm²]	Streckgrenze β_S [N/mm²]	Zugfestigkeit β_Z [N/mm²]
5	*zd1, zd2*	206769	445	525
15	*zd3, zd4*	200120	285	422
15	*bb1, bb2*	205052	317	440
5	*bpl1*	206504	355	468
5	*bpl2*	196100	336	452

3.1.3 Epoxydharzkleber (Verbundversuche, Biegeversuche)

Für die Stahllaschenverklebung auf den Versuchskörpern wurde ausschließlich der mit Bescheid Z-36.1-30 allgemein bauaufsichtlich zugelassene 2-Komponenten-Epoxydharzmörtel Sikadur 30 der Sika Chemie GmbH verwendet. Die Komponenten waren den Herstellungschargen 65375 (Komponente A) und 65313 (Komponente B) entnommen. Die Mischung und der Auftrag auf die Betonkörper und Stahllaschen erfolgte entsprechend dem Richtlinienentwurf [1]und den Verarbeitungsvorschriften des Herstellers [10].

Im Rahmen des hier beschriebenen Forschungsvorhabens wurden keine Untersuchungen am Kleber durchgeführt. Durch die Angaben in diesem Bericht und die definierte Ausführung der Klebschichtdicke können künftige Untersuchungen mit anderen Epoxydharzklebern gut mit den hier dokumentierten Versuchen verglichen werden. Der Technischen Dokumentation Bau der Sika Chemie GmbH [10]können folgende Angaben zu den Materialeigenschaften des Klebers entnommen werden.

Dichte:	1,77 kg/l
statischer E-Modul:	12 800 N/mm^2
thermischer Ausdehnungskoeffizient:	$9 \cdot 10^{-5}$ K^{-1}

Die Festigkeitsentwicklung nach Herstellerangaben kann den folgenden Diagrammen entnommen werden. Unter Verwendung dieser Diagramme können mit dem in Tabelle A 2 im Anhang A angegebenen Alter der Verklebung die Festigkeiten zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung abgeschätzt werden.

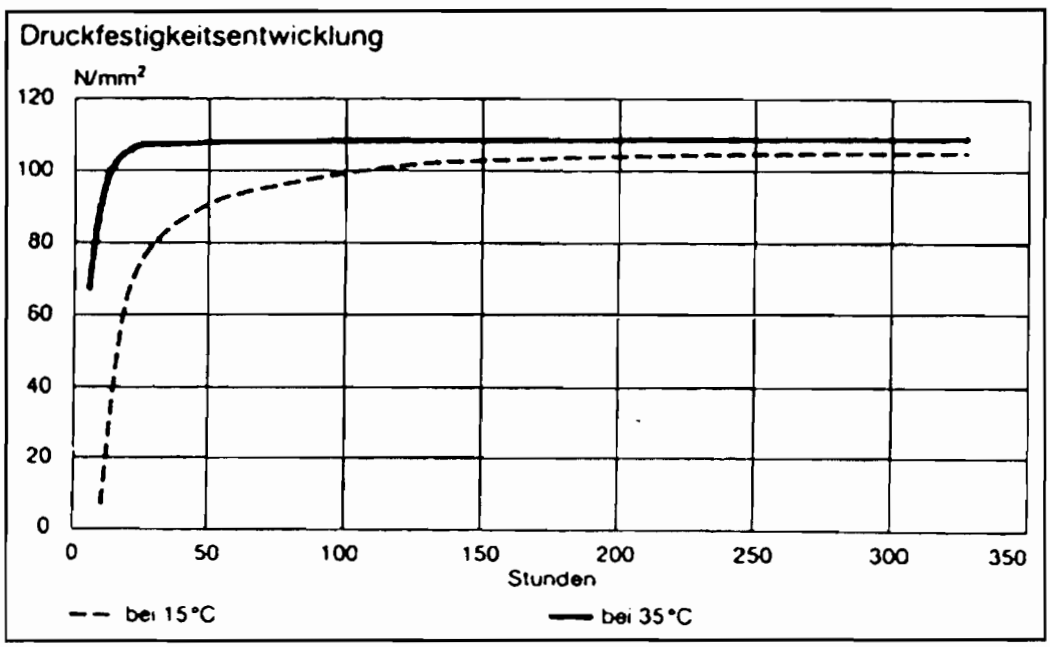


Bild 3.2: Entwicklung der Druckfestigkeit des Epoxydharzmörtels Sikadur [10]

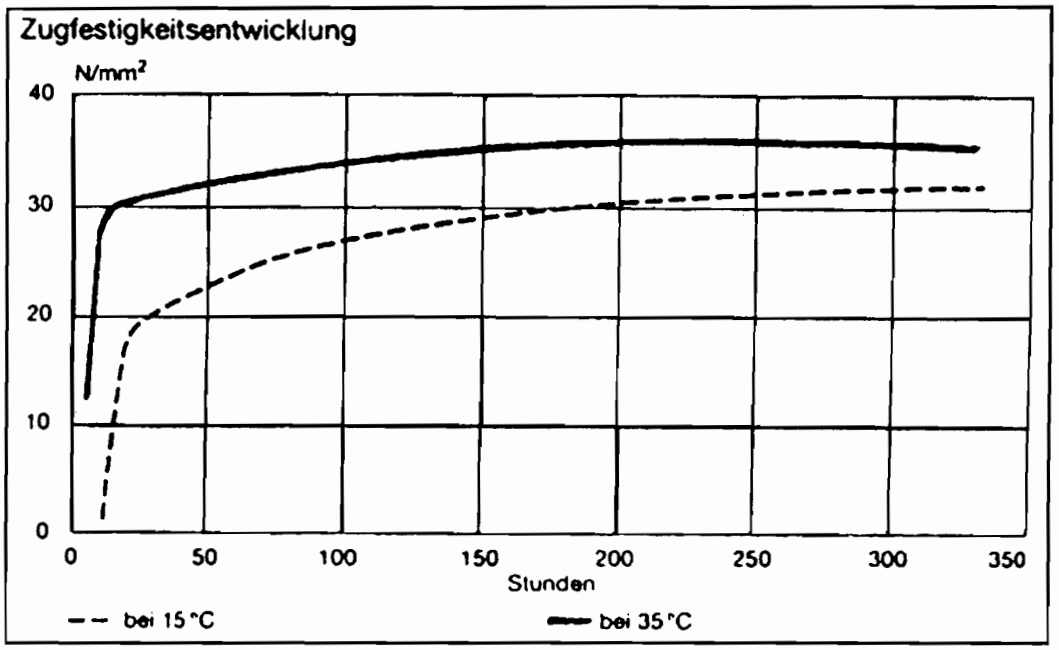


Bild 3.3: Entwicklung der Zugfestigkeit des Epoxydharzmörtels Sikadur 30 [10]

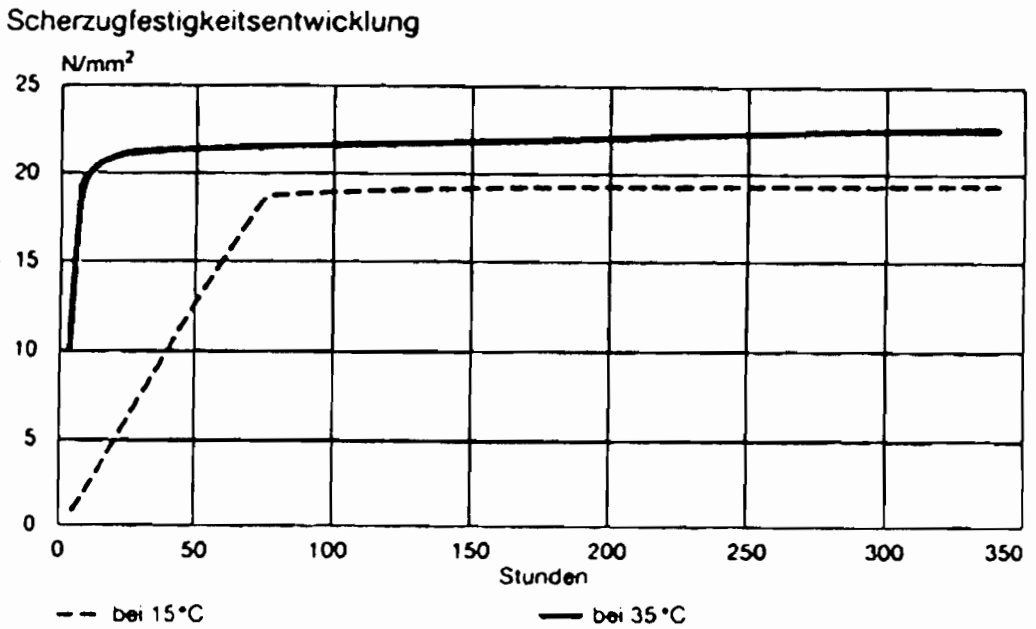


Bild 3.4: Entwicklung der Scherzugfestigkeit des Epoxydharzmörtels Sikadur 30 [10]

3.1.4 Betonstahl (Verbundversuche, Biegeversuche)

Für die Durchführung der Verbundversuche an den Ausziehkörpern nach Janovic [5]und der Versuche an den Biegebauteilen kamen 2 unterschiedliche Betonstähle zur Anwendung. Alle Betonstähle wurden als Betonstabstahl der Güte BSt 500 S (IV S) ausgeführt. Im Rahmen des hier beschriebenen Forschungsvorhabens sollten sowohl Biegebauteile mit den heute verwendeten gerippten Betonstählen als auch mit den in der Praxis bei älteren Gebäuden häufig vorliegenden glatten Bewehrungsstählen untersucht werden. Deshalb kam im Rahmen dieses Forschungsvorhabens ein glatter Betonstahl mit Nenndurchmesser d_s = 12 mm und ein gerippter Betonstahl mit Nenndurchmesser d_s = 28 mm zur Anwendung. Die für die Versuche

an den Ausziehkörpern und an den Biegeträgern verwendeten Betonstähle stammen alle aus der gleichen Liefercharge. Aus den Betonstählen d_s = 12 mm und d_s = 28 mm wurden je 3 Proben entnommen. In Tabelle 3.3 sind die mechanischen Eigenschaften der in den Versuchen zur Zugkraftdeckungsproblematik verwendeten Betonstähle als Mittelwerte der Ergebnisse aus den entnommenen Stahlproben zusammengestellt.

Tabelle 3.3: Mechanische Eigenschaften der verwendeten Betonstähle

Durchmesser d_s (Nennwert) [mm]	Versuche	Streckgrenze β_S [N/mm^2]	Zugfestigkeit β_Z [N/mm^2]	E-Modul E_L [N/mm^2]	Durchmesser (Istwert) [mm]
12	*ja12/1 - ja12/4 bpl1, bpl2*	554	590	204228	11,97
28	*ja28/1 – ja28/4 bb1, bb2*	564	658	200953	28,08
10 (Bügel)	*bb1, bb2*	538	617	201130	9,83

3.2 Materialien der Versuche zur Schubbemessungsproblematik

3.2.1 Beton (Schubversuche)

Die Betonzusammensetzung ist für alle in Abschnitt 7 zur Schubbemessungsproblematik beschriebenen Versuche identisch. Angestrebt wurde die Betongüte B 25. Bei allen Zuschlägen handelt es sich um ungebrochenes Material aus südbayerischen Vorkommen. In Tabelle 3.4 ist die Betonrezeptur angegeben.

Tabelle 3.4: Betonrezept B 25 - Schubversuche

B 35	kg / m^3
Sand 0/4	852
Kies 4/8	473
Kies 8/16	568
Zement CEM I 32,5 R	305
Wasser	189

Mit der vorhandenen Betonrezeptur wurde ein *w/z*-Wert = 0,62 erreicht. Die Festigkeiten des Betons wurden an Würfeln mit einer Kantenlänge a = 20 cm und an Zylindern mit einer Höhe h = 30 cm und einem Durchmesser d = 15 cm ermittelt. Probekörper und Versuchskörper wurden mit Innenrüttlern verdichtet und unter gleichen Bedingungen gelagert. In Tabelle A 1 im Anhang A sind die ermittelten Betonfestigkeiten am Prüfungstag für alle Versuche zusammengefasst. In Bild 3.5 ist die Festigkeitsentwicklung der Betonmischungen der Schubversuche zusammengefasst dargestellt.

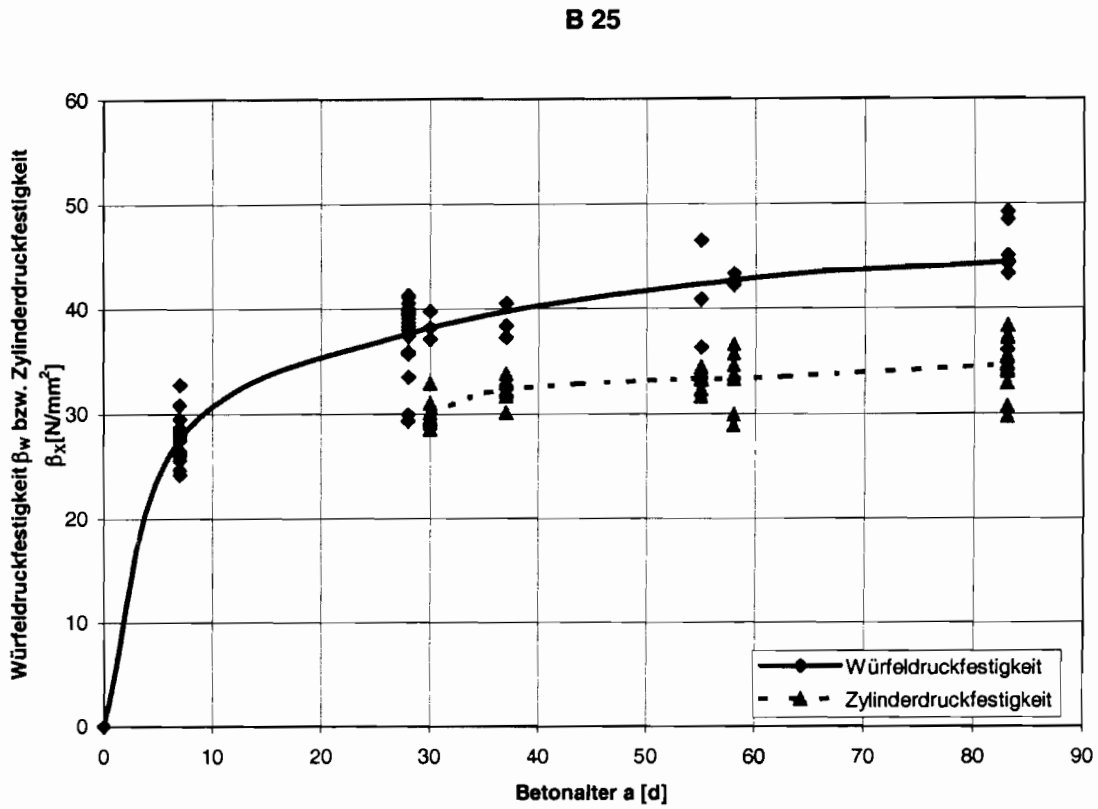


Bild 3.5: Entwicklung der Betondruckfestigkeit - Betongüte B25

An den beklebten sandgestrahlten Unterseiten der Schubbalken wurden innerhalb weniger Tage nach den Versuchsdurchführungen die Oberflächenzugfestigkeiten β_{OZ} ermittelt. An den Versuchskörpern der Versuche *sb1, sb2, sb3, sb4, sb5* und *sb6* wurden jeweils insgesamt sechs Oberflächenzugfestigkeitswerte mit Prüfstempeln ∅ 50 mm nach DIN 1048, Teil 2 an durch Ringnut begrenzte Prüfflächen ermittelt. Die Werte der Oberflächenzugfestigkeit β_{OZ} sind in Tabelle A 1 im Anhang A zusammengestellt.

3.2.2 Stahllaschen (Schubversuche)

Alle Stahllaschen für die Versuche zur Schubbemessung wurden in FE 360 B (St 37-2) ausgeführt. Planmäßig wurde das Verhalten von 6 mm dicken Laschen untersucht. Die planmäßige Breite der Stahllaschen betrug 150 mm. Die Oberfläche der nicht geprimerten Stahllaschen wurden wenige Tage vor dem Verkleben auf der Seite der späteren Verklebung sandgestrahlt und im trockenen Laborklima (20° C, 65 % rel. Luftfeuchte) aufbewahrt. In Tabelle 3.5 sind die mechanischen Eigenschaften der verwendeten Stahlproben zusammengestellt. Der Elastizitätsmodul E_L wurde neben den anderen mechanischen Kenngrößen an Proportionalproben ermittelt. Die verwendeten Stahllaschen stammten aus zwei Lieferchargen, da die Versuchskörper der Versuche *sb5* und *sb6* erst nach Abschluss der ersten Versuchsreihe *sb1, sb2, sb3* und *sb4* angefertigt wurden.

Tabelle 3.5: Mechanische Eigenschaften der verwendeten Stahllaschen

Laschendicke t_L (Nennwert) [mm]	Versuche	E-Modul E_L [N/mm^2]	Streckgrenze β_S [N/mm^2]	Zugfestigkeit β_Z [N/mm^2]
6	*sb1, sb2, sb3, sb4*	205900	320,8	445,2
6	*sb5, sb6*	201900	321,7	447,2

3.2.3 Epoxydharzkleber (Schubversuche)

Für die Stahllaschenverklebung auf den Versuchskörpern aller Schubversuche wurde ausschließlich der mit Bescheid Z-36.1-30 allgemein bauaufsichtlich zugelassene 2-Komponenten-Epoxydharzmörtel Sikadur 30 der Sika Chemie GmbH verwendet. Weitere Angaben zu den Eigenschaften des Klebers können Abschnitt 3.1.3 dieses Forschungsberichtes entnommen werden. Mit Hilfe dieser Angaben können mit dem in Tabelle A 2 im Anhang A angegebenen Alter der Verklebung die Festigkeiten zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung abgeschätzt werden.

3.2.4 Betonstahl (Schubversuche)

Für die Durchführung der Schubversuche kam ausschließlich gerippter Betonstahl zur Anwendung. Alle Betonstähle wurden als Betonstabstahl der Güte BSt 500 S (IV S) ausgeführt. Als Längsbewehrung wurde gerippter Betonstahl mit einem Nenndurchmesser $d_s = 20$ mm verwendet, die eingebauten Schubbügel hatten einen Nenndurchmesser $d_s = 14$ mm. In Tabelle 3.6 sind die mechanischen Eigenschaften der in den sechs Schubversuchen verwendeten Betonstähle als Mittelwerte der Ergebnisse aus den entnommenen Stahlproben zusammengestellt.

Tabelle 3.6: Mechanische Eigenschaften der verwendeten Betonstähle

Durchmesser d_s (Nennwert) [mm]	Versuche	Streckgrenze β_S [N/mm^2]	Zugfestigkeit β_Z [N/mm^2]	E-Modul E_L [N/mm^2]	Durchmesser d_s (Istwert) [mm]
14	*sb1, sb2, sb3, sb4*	548	633	197400	13,99
20	*sb1, sb2, sb3, sb4*	568	654	200214	19,90
14	*sb5, sb6*	548	633	197400	13,99
20	*sb5, sb6*	568	654	200214	19,90

4 Verbundversuche an Zug - Druck - Doppellaschenkörpern

4.1 Allgemeines

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden zur Untersuchung des Verbundverhaltens von Stahllaschen 4 Verbundversuche an Zug-Druck-Doppellaschenkörpern durchgeführt. Angestrebt wurde die Betongüte B 25. Die Laschendicken betrugen 5 mm und 15 mm. Die Versuche mit 5 mm dicken Stahllaschen sollten einen Vergleich mit den Ergebnissen von Holzenkämpfer [9] ermöglichen. Wegen der großen erforderlichen Verankerungslänge bei dicken Stahllaschen und der daraus resultierenden Prüfkörperlänge sowie den hohen erwarteten Bruchlasten wurden Zug-Druck-Doppellaschenkörper gewählt, da am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München keine geeigneten Prüfmaschine für Zug-Zug-Doppellaschenkörper zur Verfügung steht.

Weitere Verbundversuche an Zug-Druck- bzw. Zug-Zug-Doppellaschenkörpern wurden im Rahmen des vom Deutschen Instituts für Bautechnik geförderten Forschungsvorhabens „Ermittlung der charakteristischen Verbundbruchkraft für auf Betonbauteile aufgeklebte Stahllaschen" [7] und im Rahmen des durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft geförderten Vorhabens „Zusammenwirken einbetonierter Bewehrung mit Klebearmierung an verstärkten Betonbauteilen" durchgeführt, die in [7] zusammengefasst dargestellt sind, hier jedoch nicht weiter betrachtet werden.

In der folgenden Tabelle sind alle durchgeführten Versuche an Zug-Druck-Doppellaschenkörpern zusammengestellt. Angegeben werden in der Tabelle die Betondruckfestigkeit β_{W200}, die Breite b_b und Tiefe d_b des Betonkörpers, die Breite b_L und Dicke t_L der Stahllasche, die Klebschichtdicke t_g, die Verbundlänge l_V sowie die verbundfreie Vorlänge l_0. Die in der Tabelle angegebenen Parameter sind in Bild 4.2 dargestellt.

Tabelle 4.1: Versuchsparameter Zug - Druck - Doppellaschenkörper

Versuch	β_{W200} [N/mm^2]	b_b [mm]	d_b [mm]	b_L [mm]	t_L [mm]	t_g [mm]	l_V [mm]	l_0 [mm]
zd1	34,4	300	450	80	5	1	880	100
zd2	34,4	450	450	80	5	1	880	100
zd3	34,1	450	450	200	15	1	880	100
zd4	34,4	300	450	200	15	1	880	100

Bei den durchgeführten Verbundversuchen wurden die beim Betonieren seitlich liegenden Flächen B und D beklebt. Die Bezeichnungen der Körperflächen in Bezug auf die Betonierrichtung sind in Bild 4.1 angegeben.

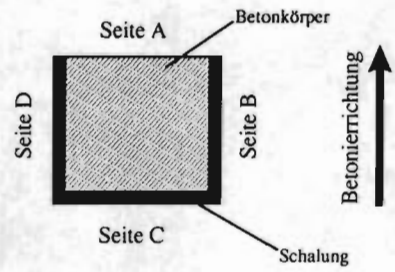


Bild 4.1: Bezeichnung der Körperflächen in Bezug auf die Betonierrichtung

4.2 Versuchskörper

Die folgenden Bilder zeigen Prinzipskizzen und Fotografien der Verbundversuchskörper und die Versuchsaufbauten. Eine verbundfreie Vorlänge l_0 von 100 mm wurde gewählt, um die Ausbildung von Betonbruchkeilen innerhalb der definierten Verbundlänge zu vermeiden. Das Auftreten derartiger Bruchkeile führt dazu, dass Relativverschiebungen am Beginn des Verbundbereiches nur mit großem messtechnischen Aufwand erfasst werden können.

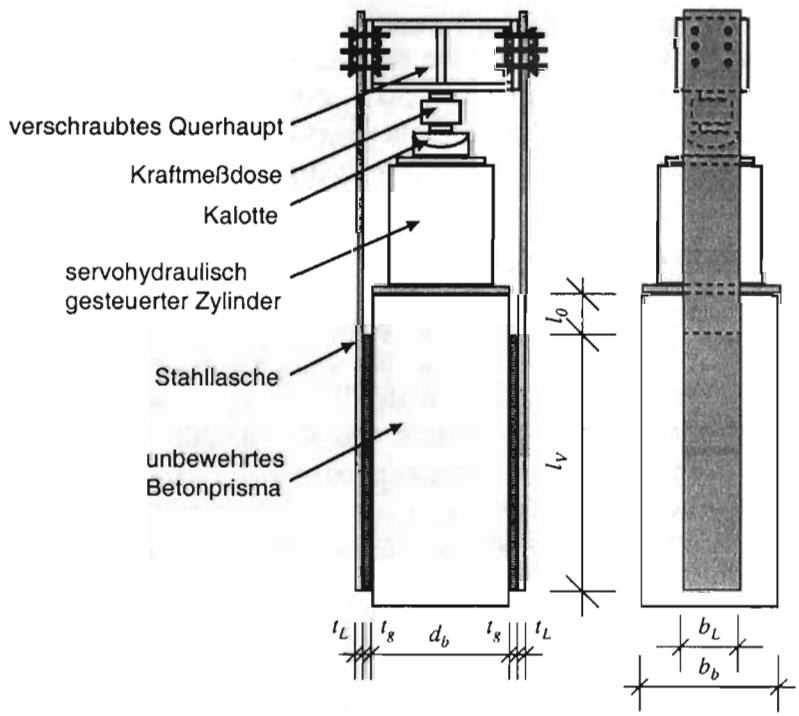


Bild 4.2: Versuchsaufbau Zug-Druck-Doppellaschenkörper

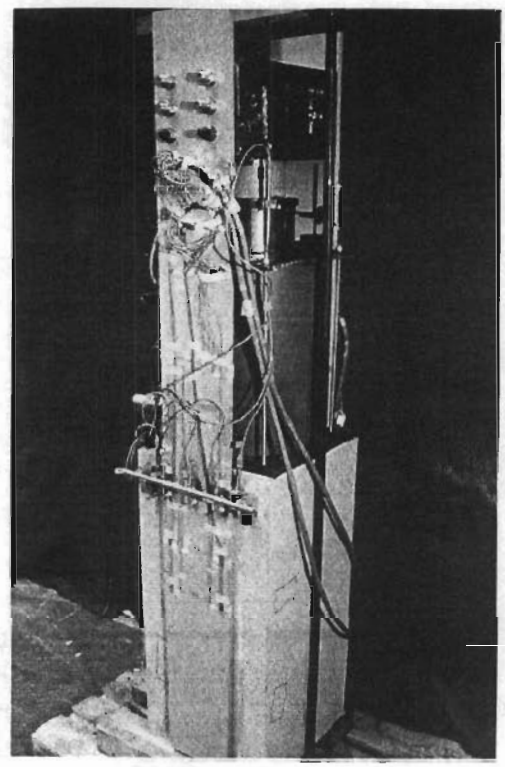


Bild 4.3: Aufbau der Versuche an Zug-Druck-Doppellaschenkörper

Durch kleine Blechstreifen der Dicke 1 mm am Beginn und am Ende des Verbundbereiches, die als Abstandhalter wirkten, wurde eine definierte gleichmäßige Klebschichtdicke erreicht. Mit dieser Klebschichtdicke kann in der Praxis aber vermutlich nur gerechnet werden, wenn ebenfalls wie in den Versuchen Abstandhalter verwendet werden. Ein maßgeblicher Einfluss der Klebschichtdicke auf das Verbundtragverhalten kann nicht ausgeschlossen werden.

4.3 Messtechnische Ausrüstung der Versuchskörper

Alle Versuchskörper wurden mit der im folgenden beschriebenen Grundausstattung an Aufnehmern ausgerüstet. Die Relativverschiebung am Beginn des Verbundbereiches zwischen der Laschenoberfläche und der Oberfläche des Betonkörpers wurde in jeder Messachse während des gesamten Versuches aufgezeichnet. Die Messung dieser Verschiebung erfolgte über induktive Wegaufnehmer mit einem Messbereich von ± 2 mm. Diese Aufnehmer waren auf einer Trägerkonstruktion angebracht, die in zwei Lagerpunkten im Abstand l_b seitlich von der Stahllasche auf Höhe des Beginns der Verklebung mit Hilfe von je einer Schraube und einem Kunststoffdübel am Betonkörper befestigt war. Der Abstand l_b betrug bei den Versuchskörpern *zd1* und *zd4* jeweils 80 mm und bei den Versuchskörpern *zd2* bzw. *zd3* 140 mm bzw. 25 mm. Die Spitzen der Induktionskerne der Wegaufnehmer ruhten auf etwa 10 mm breiten Metallwinkeln, die durch zwei Punktschweißungen an ihren Flanken am Beginn des Verbundbereiches mit den Stahllaschen verbunden waren. Bild 4.4 zeigt die Anordnung der Wegaufnehmer am Beginn der Verbundlänge.

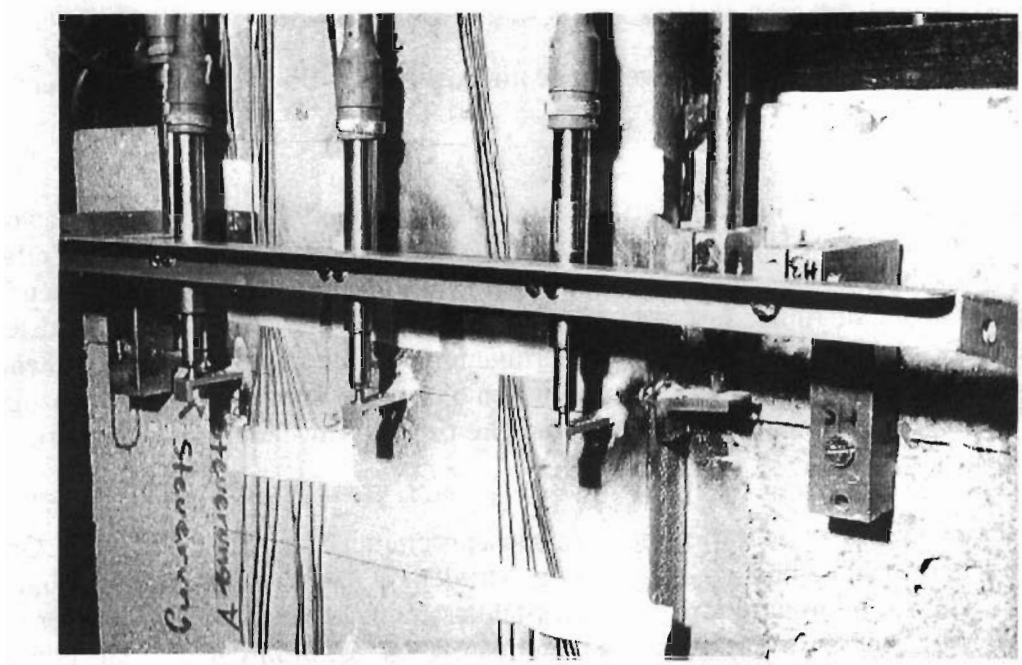


Bild 4.4: Anordnung der Wegaufnehmer am Beginn der Verbundlänge zur Erfassung der Relativverschiebung

Die zugehörige Laschendehnung in den Messachsen wurde durch zwei auf den gegenüberliegenden den Oberflächen applizierten Dehnmessstreifen erfasst. Diese wiesen eine Messgitterlänge von 6 mm und eine Breite von etwa 3 mm auf. Durch die Applikation auf den zwei gegenüberliegenden Seiten konnten in der verbundfreien Vorlänge auftretende Biegeeinflüsse messtechnisch kompensiert werden. Die Position aller Dehnmessstreifen sind in Bild A 1 und in Bild A 2 in Verbindung mit Tabelle A 3 im Anhang dargestellt.

Die Kraft wurde bei allen Versuchen mit Kraftmessdosen erfasst. Für die Steuerung des Zylinders standen ferner zwei induktive Wegaufnehmer zur Verfügung, die den Kolbenhub und eine Relativverschiebung am Beginn des Verbundbereiches erfassten.

4.4 Versuchsdurchführung

Bei den Versuchen wurden servohydraulische Steuerungen eingesetzt. Die Zug-Druck-Versuchskörper wurden zunächst verformungsgesteuert in Abhängigkeit vom Kolbenhub des Hydraulikzylinders beansprucht. Die zur Verfügung stehende Steuerung wies nur zwei Eingangskanäle für Verformungen auf. Aus versuchstechnischen Gründen ist eine Kontrolle des Kolbenhubes in jedem Fall erforderlich, so dass nur ein Eingangskanal für die Erfassung der Relativverschiebung am Beginn des Verbundbereiches zur Verfügung stand. In den Verbundversuchen steht zunächst nicht fest, auf welcher der beiden beklebten Körperseitenflächen zuerst Verbundversagen auftritt, so dass der zur Verfügung stehende Steuergeber auf dieser Seite angeordnet werden könnte. Wird der Steuergeber auf der Seitenfläche mit der höheren Verbundtragfähigkeit angeordnet, so kann es bereits bei geringen Beanspruchungen dieser Verbundfläche wegen des Versuchsaufbaus zu einem schlagartigen Versagen der gesamten weniger tragfähigen Verbundfläche kommen. Durch die Verformungssteuerung in Abhängigkeit vom Kolbenhub kann eine langsame kontrollierte Ablösung der Verbundfläche mit geringerer Tragfähigkeit erreicht werden. Die vorgegebene Verformungsgeschwindigkeit für den Kolbenhub bzw. die Relativverschiebung lag in allen Verbundversuchen bei 0,001 bis 0,005 mm/s.

4.5 Auswertung der Verbundversuche an Zug-Druck-Doppellaschenkörpern

4.5.1 Allgemeines

Der in der „Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen" vom Juni 1997 [1] beschriebene Ansatz zur Ermittlung der maximalen Verbundbruchkraft $T_{k,max}$ beruht auf der Arbeit von Holzenkämpfer [9]. Diesem standen für seine Untersuchungen allerdings fast ausschließlich Versuche mit Dicken der verwendeten Stahllaschen im Bereich von 3 bis 6 mm zur Verfügung. Da nach der Richtlinie Laschendicken im Bereich 5 bis 20 mm angewendet dürfen, liegen die von Holzenkämpfer herangezogenen Versuche beinahe ausschließlich an der unteren Grenze des Anwendungsbereiches für das Stahllaschenverfahren.

Im Rahmen des hier beschriebenen Versuchsprogramms kamen aus diesem Grund u. a. 15 mm dicke Stahllaschen zur Anwendung. Mit dem Holzenkämpfer-Modell kann nach korrekter Modellkalibrierung nur die von der Stahllasche am verstärkten Biegeträger im Bereich des äußersten Biegerisses maximal aufnehmbare Zugkraft ermittelt werden. Für den Nachweis der Zugkraftdeckung ist dieser Endverankerungsnachweis aber nicht hinreichend (vgl. [15]). In der Folge mussten in der Vergangenheit für die verschiedenen Verfahren der Klebearmierung pauschale Grenzwerte unter Berücksichtigung der vorliegenden Ergebnisse von Versuchen an verstärkten Biegeträgern festgelegt werden, um ein vorzeitiges, nicht durch die übrigen Bemessungs- und Konstruktionsvorschriften erfasstes Verbundversagen außerhalb des Endverankerungsbereiches auszuschließen.

Durch die Höhe der festgesetzten Grenzdehnung werden die Wirtschaftlichkeit der Verfahren und die Standsicherheit der verstärkten Bauteile wesentlich beeinflusst. Die Sicherstellung einer ausreichenden Standsicherheit in manchen Fällen geht bei einer pauschal festgelegten Grenzdehnung stets einher mit einem Verlust der Wirtschaftlichkeit in anderen Fällen. Die Einführung eines wirksamen mechanisch begründeten Konzeptes ist deshalb eine wichtige, in nächster Zukunft anstehende Aufgabe.

Bei der Klebearmierung ist eine direkte Bestimmung des Verbundgesetzes – also der Relation zwischen Relativverschiebung des Bewehrungselementes und zugehöriger Verbundspannung – nicht wie z.B. bei Betonstählen in einem sogenannten Ausziehversuch möglich. Bei den Ausziehversuchen mit Betonstählen wird die mittlere Verbundspannung in Abhängigkeit von der Stabverschiebung gegen den Betonkörper bestimmt. Die Verbundlänge soll dabei hinsichtlich der näherungsweise konstant angenommenen Verbundspannung möglichst kurz gewählt werden. Nach der RILEM – Empfehlung [17] wird für gerippte Betonstähle eine Verbundlänge von fünf Stabdurchmessern vorgegeben. Würde für die Verbundversuche mit geklebten Stahllaschen ein ähnliches Verhältnis von Querschnitt zu Verbundfläche gewählt, wie nach der RILEM - Empfehlung für Betonstähle, so wäre für eine 5 mm dicke Lasche eine Verbundlänge von 100 mm erforderlich. Diese Länge entspricht aber einem Drittel der bei Erreichen der maximalen Verbundbruchkraft aktivierten Verbundlänge, so dass nicht von einer Konstanz der Verbundspannungen ausgegangen werden kann. Die definierte Ausführung von deutlich kürzeren Verbundlängen hingegen ist außerordentlich schwierig und durch im Versuch unvermeidliche Exzentrizitäten ist die Aussagekraft derartig kurzer Verbundlängen ohnehin als gering einzustufen. Auch scheint die korrekte Erfassung der komplexen mechanischen Vorgänge im plastisch entfestigten Verbundbereich, der sich nach Überschreitung der maximalen Verbundspannung einstellt und stets größere Bereiche umfasst, bei kurzen Verbundlängen nicht möglich. Besser geeignet für die Untersuchung des Verbundverhal-

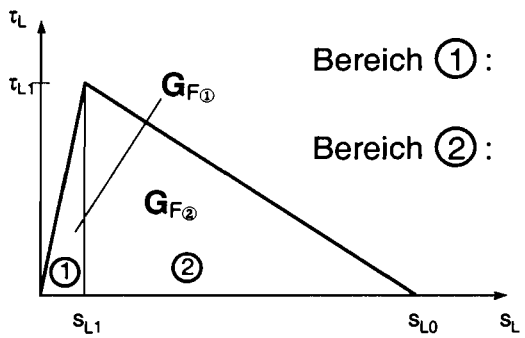
tens geklebter Stahllaschen ist das hier beschriebene Verfahren an Zug-Druck-Doppellaschenkörpern.

Wichtige Ausgangsgröße für das im folgenden Abschnitt beschriebene Auswerteverfahren für die durchgeführten Zug-Druck-Doppellaschenkörper ist die Relativverschiebungs-Längsdehnungskurve, die während des Verbundversuches aufgezeichnet wurde. Dabei wurde die in einer Messachse registrierte Relativverschiebung am Beginn des Verbundbereiches gegen die in dieser Achse im Bereich der verbundfreien Vorlänge gemessene Längsdehnung der Stahllasche aufgetragen. Die Längsdehnung wurde als Mittelwert aus den auf der Oberfläche und der Klebeseite gegenüberliegend applizierten Dehnmessstreifen bestimmt.

4.5.2 Vorgehen bei der Bestimmung der Parameter des Verbundgesetzes

Bei der Auswertung der Verbundversuche wurde davon ausgegangen, dass das Verbundverhalten aufgeklebter Stahllaschen durch einen bilinearen Verbundansatz nach Bild 4.5 beschrieben werden kann. Darin bezeichnet τ_{L1} die maximale Verbundspannung, s_{L1} die zugehörige elastische Grenzverformung sowie s_{L0} den Grenzwert der Relativverschiebung. Dieses Verbundgesetz ist dabei durch einen elastischen Bereich und einen plastisch entfestigten Bereich gekennzeichnet. Holzenkämpfer [9] und Kuntz [16] konnten bereits an einzelnen Beispielen zeigen, dass durch diesen Ansatz das experimentell ermittelte Verbundverhalten aufgeklebter Stahllaschen gut beschrieben werden kann. Auch die in den Versuchen beobachteten Versagensmechanismen werden durch diesen Ansatz erfasst.

Wird die biaxiale Scherfestigkeit der oberflächennahen Betonschichten durch die Verbundbeanspruchung erreicht, so bilden sich Schubrisse aus, die in Abhängigkeit von den Eigenschaften und Abmessungen der Klebearmierung einen Winkel von 20° bis 45° mit der Betonoberfläche einschließen. Bei den an der Technischen Universität München durchgeführten Versuchen wurden Schubrisstiefen bis zu 5 mm beobachtet. Bis zum Auftreten dieser Schubrisse nimmt die Verbundspannung kontinuierlich zu. Werden Betonverformungen und Fügeteilbiegung im gesamten Verbundbereich vernachlässigt, so besteht bei einem konstanten Schubmodul des Epoxydharzklebers ein linearer Zusammenhang zwischen der Verbundspannung und der Relativverschiebung. Die Relativverschiebung kann dann aus der Verzerrung und der Dicke der Kleberschicht bestimmt werden.



Bereich ①: $\tau_L = \frac{s_L}{s_{L1}} \tau_{L1}$

Bereich ②: $\tau_L = \left(1 - \frac{s_{L1} - s_L}{s_{L1} - s_{L0}}\right) \cdot \tau_{L1}$

Bild 4.5: Bilinearer Verbundansatz

Die während der Verbundversuche an der Technischen Universität München beobachteten Effekte deuten auf folgende Mechanismen im plastisch entfestigten Verbundbereich hin. Durch die Ausbildung von Schubrissen im Bereich der oberflächennahen Betonschichten kommt es nach dem Überschreiten des Verbundspannungsmaximums zu einer Entfestigung.

Es können aber nach wie vor Verbundspannungen übertragen werden. Dabei werden die zwischen den Schubrissen liegenden Betonzähne auf Biegung und Schub beansprucht. Die im Verbundversuch gemessene Relativverschiebung resultiert aus Verzerrungen der Kleberschicht, den Verformungen der Betonzähne und den übrigen Betonverformungen. Die Schubrisse setzen sich infolge der Beanspruchung der Betonzähne parallel zur Klebefuge fort. Bei vollständigem Verbundversagen stellt sich eine Bruchfläche parallel zur Klebefuge ein. Auch im Bereich der vollständigen Lamellenablösung können über die Verzahnung der Rissufer Spannungen übertragen werden. Die Größe dieser Spannungen ist weitgehend unabhängig von der Relativverschiebung, so dass von einem Reibungsplateau gesprochen werden kann. Die oberflächenparallele Bruchebene verlief bei den hier beschriebenen Versuchen in geringer Tiefe von meist nur einem 1 mm. An wenigen Stellen wurden größere Ausbruchtiefen bis zu 5 mm erreicht. Diese im Vergleich zu den Holzenkämpfer Versuchen geringeren Ausbruchtiefen sind vermutlich auf die Rauigkeit der Oberfläche und die Art der Oberflächenvorbereitung zurückzuführen. Wird der Grobzuschlag deutlich freigelegt, so ist auch mit größeren Ausbruchtiefen und unter Umständen mit höheren aufnehmbaren Verbundbruchenergien zu rechnen. Bei den hier beschriebenen Versuchen wurde die Aufrauung der Oberfläche auf ein Minimum beschränkt, um für die Anwendung in der Praxis eine sichere Bemessungsgrundlage zu schaffen. Im Richtlinienentwurf wird lediglich gefordert, dass die Oberflächenvorbereitung so durchzuführen ist, dass der Grobzuschlag (> 8 mm) sichtbar wird.

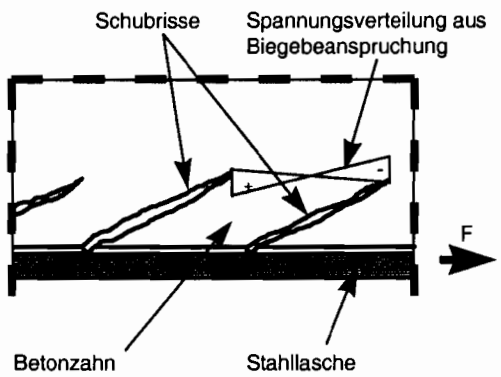


Bild 4.6: Tragverhalten im plastisch entfestigten Verbundbereich

Das Verbundtragverhalten aufgeklebter Bewehrung setzt sich gemäß dem beobachteten Tragverhalten und den Bruchmechanismen also aus einem linear elastischen Bereich und einem plastischen sich fortlaufend entfestigenden Bereich und einem Reibungsplateau zusammen. Für den plastisch entfestigten Bereich ist ein gekrümmter Verlauf des Verbundgesetzes vorstellbar. Durch den Ansatz einer linearen Beziehung zwischen Verbundspannung und Relativverschiebung ist jedoch auch in diesem Bereich eine gute Approximation möglich. Das Reibungsplateau wird nicht berücksichtigt. Die Größe der über Reibung übertragbaren Schubspannungen ist nur schwierig abzuschätzen, da wesentliche Einflussgrößen wie die Art, Größe und Festigkeit der Zuschlagkörner, die Kornform und die Anordnung am Bauteil nicht oder nur mit großem Aufwand bestimmt werden können. Es wird deshalb empfohlen, das sich bei größeren Verbundlängen einstellende Reibungsplateau zu vernachlässigen und als „stille Reserve" zu betrachten. Für die Auswertung der Verbundversuche kann dann mit dem bilinearen Ansatz nach Bild 4.5 von einer bekannten Form des Verbundgesetzes ausgegangen werden. Es müssen folglich im Rahmen der Versuchsauswertung nur die bestimmenden Parameter des bilinearen Verbundansatzes festgelegt werden. Dies sind die maximale Verbundspannung τ_{LI},

die zugehörige elastische Grenzverformung s_{Ll} sowie der Grenzwert der Relativverschiebung s_{L0}. Dazu wurde folgendes Vorgehen gewählt:

Zunächst wird die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes für einen bilinearen Verbundansatz unter Vernachlässigung der Betonverformungen allgemein gelöst. Diese Lösung wird an die in den Verbundversuchen vorliegenden Randbedingungen angepasst. Mit dieser speziellen Lösung wird anschließend der Verlauf der Relativverschiebungs-Längsdehnungskurve für verschiedene Kombinationen der Parameter des bilinearen Verbundansatzes bestimmt. Über die Methode der kleinsten Abstandsquadrate wird anschließend die Parameterkombination festgelegt, die in ausgewählten Stützpunkten die geringste Abweichung zu der experimentell ermittelten Relativverschiebungs-Längsdehnungskurve aufweist. Wegen des hohen Rechenaufwandes erfolgte die Auswertung mittels EDV. Bild 4.7 zeigt den prinzipiellen Ablauf der Auswertung.

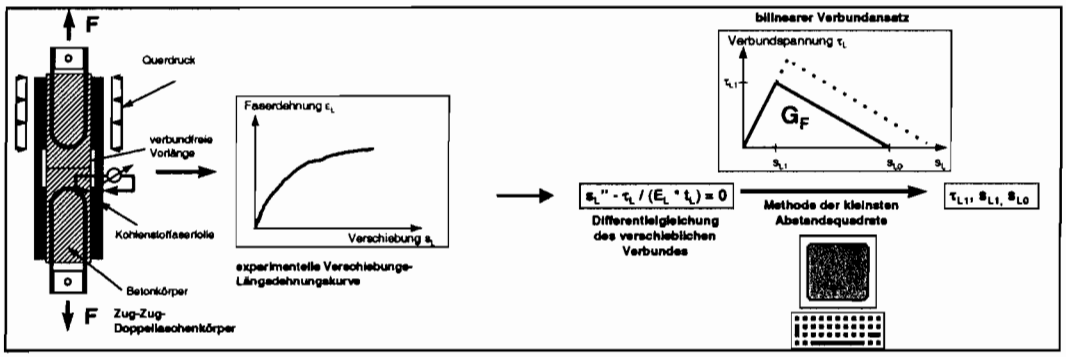


Bild 4.7: Auswertung der Verbundversuche

4.5.3 Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes

Im folgenden wird die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes unter Vernachlässigung der Betonverformungen am differentiellen Element abgeleitet. Die Rand- und Übergangsbedingungen werden so gewählt, dass anschließend eine Bestimmung der drei Parameter τ_{Ll}, s_{Ll} und s_{L0} des bilinearen Verbundansatzes durch eine Anpassung an die experimentell ermittelten Relativverschiebungs - Dehnungskurven erfolgen kann.

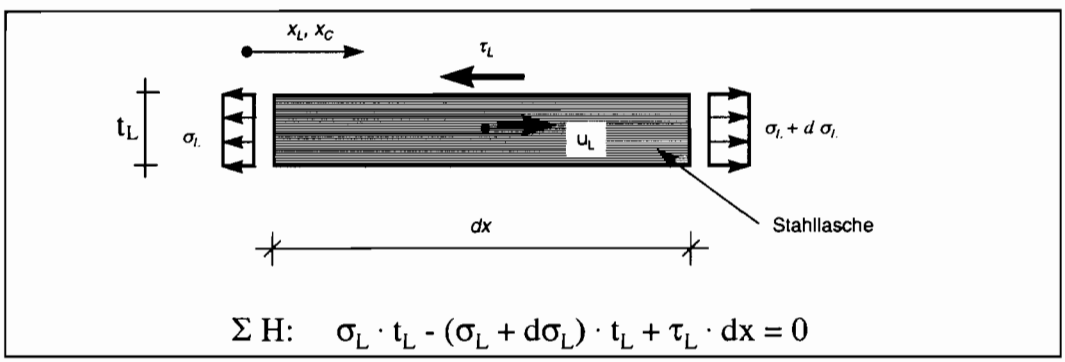


Bild 4.8: Gleichgewicht am differentiellen Verbundelement

Aus $\Sigma H = 0$ folgt:

$$\tau_L = \frac{d\sigma_L}{dx} \cdot t_L \tag{4.1}$$

mit $$s_L = \int \varepsilon_L \cdot dx + s_L(x=0) \tag{4.2}$$

$$\sigma_L = E_L \cdot \varepsilon_L = E_L \cdot s_L' \tag{4.3}$$

folgt:

$$\tau_L = \frac{d(E_L \cdot s_L') \cdot t_L}{dx} = E_L \cdot t_L \cdot s_L'' \tag{4.4}$$

bzw.

$$s_L'' - \frac{\tau_L}{E_L \cdot t_L} = 0 \tag{4.5}$$

mit $$\tau_L = f(s_L) \tag{4.6}$$

Die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes unter Vernachlässigung der Betonverformungen lautet somit

$$s_L'' + c \cdot f(s_L) = 0\,. \tag{4.7}$$

Diese Differentialgleichung kann nun für den bilinearen Verbundansatz nach Bild 4.5 bereichsweise gelöst werden.

Im Bereich ① liegt eine lineare homogene Differentialgleichung vor:

$$s_{L(I)}'' - \omega^2 \cdot s_{L(I)} = 0 \tag{4.8}$$

mit $$\omega^2 = \frac{\tau_{LI}}{s_{LI} \cdot E_L \cdot t_L} \tag{4.9}$$

Mit dem charakteristischen Polynom $r^2 - \omega^2 = 0$ lautet die allgemeine Lösung:

$$s_{L(I)}(x) = A_I \cdot sinh(\omega \cdot x) + B_I \cdot cosh(\omega \cdot x) \tag{4.10}$$

Im Bereich ② liegt eine inhomogene lineare Differentialgleichung vor:

$$s_{L(2)}'' + \omega^2 \lambda^2 s_{L(2)} = \omega^2 \lambda^2 s_{L0} \tag{4.11}$$

mit $$\lambda^2 = \frac{s_{LI}}{s_{L0} - s_{LI}} \tag{4.12}$$

Die zugehörige homogene lineare Differentialgleichung lautet

$$s_{L(2)}'' + \omega^2 \lambda^2 s_{L(2)} = 0 . \tag{4.13}$$

Das charakteristische Polynom $r^2 + \omega^2 \lambda^2 = 0$ führt zur allgemeinen Lösung dieser homogenen linearen Differentialgleichung:

$$s_{L(2)}^{*}(x) = A_2 \, sin(\omega\lambda \cdot x) + B_2 \, cos(\omega\lambda \cdot x) \tag{4.14}$$

Eine spezielle Lösung der inhomogenen linearen Differentialgleichung wird durch Variation der Konstanten ermittelt:

$$s_{L(2)0}(x) = s_{L0} \tag{4.15}$$

Die Lösung der inhomogenen linearen Differentialgleichung für den Bereich ② lautet also:

$$s_{L(2)}(x) = A_2 \, sin(\omega\lambda \cdot x) + B_2 \, cos(\omega\lambda \cdot x) + s_{L0} \tag{4.16}$$

Für die durchzuführende rechnerische Anpassung des Verbundansatzes an die experimentell gewonnen Versuchsdaten muss für eine bestimmte Kombination der Parameter die sich in Abhängigkeit von der Relativverschiebung s_L an der Stelle $x = l_v$ einstellende Zugkraft F_L bestimmt werden. Dazu sind z.B. für Verschiebungen $s_L > s_{LI}$ die Randbedingungen wie folgt zu wählen:

(I) $s_{L(1)}'(x = 0) = 0$

(II) $s_{L(1)}(x = a_1) = s_{LI}$

(III) $s_{L(2)}(x = a_1) = s_{LI}$

(IV) $s_{L(2)}(x = l_v) = s_L$

(V) $s_{L(1)}'(x = a_1) = s_{L(2)}'(x = a_1)$

(VI) $s_{L(2)}'(x = l_v) = \frac{F_L}{E_L \cdot b_L \cdot t_L}$

Aus (I) und (II) folgt:

$$A_I = 0$$

$$B_1 = \frac{s_{L1}}{\cosh(\omega \cdot a_1)}$$

Damit ist die spezielle Lösung der Differentialgleichung für den Bereich ① in Abhängigkeit von a_1 (Länge des elastischen Verbundbereiches) wie folgt darstellbar:

$$s_{L(1)}(x) = \frac{s_{L1}}{\cosh(\omega \cdot a_1)} \cdot \cosh(\omega \cdot x) \tag{4.17}$$

Aus (III) und (IV) folgt:

$$A_2 = \frac{(s_{L0} - s_{L1}) \cdot \cos(\omega\lambda \cdot l_v) - (s_{L0} - s_L) \cdot \cos(\omega\lambda \cdot a_1)}{\sin(\omega\lambda \cdot (l_v - a_1))}$$

$$B_2 = -\frac{(s_{L0} - s_{L1}) \cdot \sin(\omega\lambda \cdot l_v) - (s_{L0} - s_L) \cdot \sin(\omega\lambda \cdot a_1)}{\sin(\omega\lambda \cdot (l_v - a_1))}$$

Die spezielle Lösung der Differentialgleichung lautet somit im Bereich ②:

$$s_{L(2)}(x) = \frac{(s_{L0} - s_{L1}) \cdot \cos(\omega\lambda \cdot l_v) - (s_{L0} - s_L) \cdot \cos(\omega\lambda \cdot a_1)}{\sin(\omega\lambda \cdot (l_v - a_1))} \cdot \sin(\omega\lambda \cdot x) -$$

$$- \frac{(s_{L0} - s_{L1}) \cdot \sin(\omega\lambda \cdot l_v) - (s_{L0} - s_L) \cdot \sin(\omega\lambda \cdot a_1)}{\sin(\omega\lambda \cdot (l_v - a_1))} \cdot \cos(\omega\lambda \cdot x) + s_{L0} \tag{4.18}$$

Diese Gleichung kann durch Ansatz der Additionstheoreme für die trigonometrischen Funktionen weiter vereinfacht werden:

$$s_{L(2)}(x) = \frac{(s_{L0} - s_{L1}) \cdot \sin((x - l_V) \cdot \omega\lambda) + (s_{L0} - s_L) \cdot \sin((a_1 - x) \cdot \omega\lambda)}{\sin((l_V - a_1) \cdot \omega\lambda)} + s_{L0} \tag{4.19}$$

In der Lösung ist noch die unbekannte Länge des elastischen Verbundbereiches a_1 enthalten. Mit (V) kann eine Bestimmungsgleichung für a_1 ermittelt werden, die allerdings iterativ zu lösen ist:

$$\tanh(\omega \cdot a_1) = \frac{\lambda}{s_{L1}} \cdot \left[(s_{L0} - s_{L1}) \cdot \cot(\omega\lambda \cdot (l_v - a_1)) - \frac{s_{L0} - s_L}{\sin(\omega\lambda \cdot (l_V - a_1))} \right] \tag{4.20}$$

Mit bekanntem a_1 kann nun mit (VI) die Kraft F_L im Punkt $x = l_v$ bestimmt werden:

$$F_L = E_L \cdot t_L \cdot b_L \cdot \omega\lambda \cdot \left[\frac{(s_{L0} - s_{L1}) - (s_{L0} - s_L) \cdot \cos(\omega\lambda \cdot (l_V - a_1))}{\sin(\omega\lambda \cdot (l_V - a_1))} \right] \tag{4.21}$$

Bei unendlich großer Verbundlänge l_v wird für $s_L = s_{L0}$ die maximale Zugkraft F_{Lmax} erreicht. Bei großen Verbundlängen ergeben sich mit dieser Randbedingung die folgenden Lösungsgleichungen:

$$s_{L(1)}(x) = \frac{s_{LI}}{\cosh(\omega \cdot a_I)} \cdot \cosh(\omega \cdot x) \tag{4.22}$$

$$s_{L(2)}(x) = \frac{(s_{L0} - s_{LI}) \cdot \cos(\omega\lambda \cdot l_v)}{\sin(\omega\lambda \cdot (l_v - a_I))} \cdot \sin(\omega\lambda \cdot x) - \frac{(s_{L0} - s_{LI}) \cdot \sin(\omega\lambda \cdot l_v)}{\sin(\omega\lambda \cdot (l_v - a_I))} \cdot \cos(\omega\lambda \cdot x) + s_{L0} \tag{4.23}$$

$$\lambda \cdot \tanh(\omega \cdot a_I) = \cot(\omega\lambda \cdot (l_v - a_I)) \tag{4.24}$$

$$F_{Lmax} = E_L \cdot t_L \cdot b_L \cdot \omega\lambda \cdot \frac{(s_{L0} - s_{LI})}{\sin(\omega\lambda \cdot (l_v - a_I))} \tag{4.25}$$

Für große Verbundlängen und somit große Bereiche elastischen Verbundverhaltens gilt:

$$\tanh(\omega \cdot a_I) \approx 1$$

Damit ist:

$$\lambda = \cot(\omega\lambda \cdot (l_v - a_I)) \tag{4.26}$$

Die Bestimmungsgleichung für die maximal erreichbare Verbundbruchkraft F_{Lmax} lässt sich wie folgt umformen:

$$F_{Lmax} = b_L \cdot \sqrt{E_L \cdot t_L \cdot \tau_{LI} \cdot s_{L0}} \tag{4.27}$$

Nach Holzenkämpfer [9] kann die Länge des elastischen Verbundbereiches a_I mit der folgenden Bestimmungsgleichung ermittelt werden:

$$\tanh(\omega \cdot a_I)) = \lambda \cdot \tan(\omega\lambda \cdot (l_v - a_I)) \tag{4.28}$$

Diese Gleichungen erhält man aus der Maximierungsaufgabe:

$$\frac{\partial(s_{L(2)}'(l_v))}{\partial a_I} = 0 \tag{4.29}$$

Die Randverschiebung $s_{L(2)}(x = l_v)$ ist hier nicht festgelegt. Gleichung (4.26) hingegen ergibt sich als Verträglichkeitsforderung für den Fall $s_{L(2)}(x = l_v) = s_{L0}$. Nur für $l_v \to \infty$ lassen sich die beiden Bestimmungsgleichungen ineinander überführen. Das bedeutet, dass der Grenzwert der Relativverschiebung s_{L0} bei maximaler Verbundkraft F_{Lmax} nur für unendlich große Verbundlängen erreicht wird. Bei endlichen Verbundlängen stellt sich die maximale Verbundbruchkraft bereits bei Relativverschiebungen an der Stelle $x = l_v$ ein, die geringer sind als s_{L0}.

4.5.4 Bestimmung der Parameter τ_{L1}, s_{L1} und s_{L0}

Hinsichtlich der Auswertung sind verschiedene experimentell ermittelte Ausgangskurven zu unterscheiden. In den meisten Messachsen wurde während des Versuches eine bis zur einsetzenden Laschenentkopplung stetige Relativverschiebungs-Längsdehnungskurve aufgezeichnet. In diesem Fall liegt der rechnerischen Auswertung die komplette experimentell ermittelte Kurve zugrunde, die von der Verschiebung bei einsetzender Verbundentkoppelung bis zu einer Verschiebung von 0,5 mm durch fiktive Stützpunkte ergänzt wird. In Bild 4.9 bis Bild 4.14 sind die theoretischen Kurven unter Verwendung der in der rechnerischen Anpassung ermittelten Parameter eingetragen. Der Verbundversuch *zd2* war dabei aufgrund eines Defektes der Relativverschiebungsmesser nicht auswertbar.

Die Bilder 4.9 bis 4.14 zeigen die Gegenüberstellung von experimentell und rechnerisch ermittelten Laschendehnungen. Im allgemeinen liegt eine gute Übereinstimmung vor. Kleine Differenzen sind auf die Streuungen der Materialeigenschaften zurückzuführen.

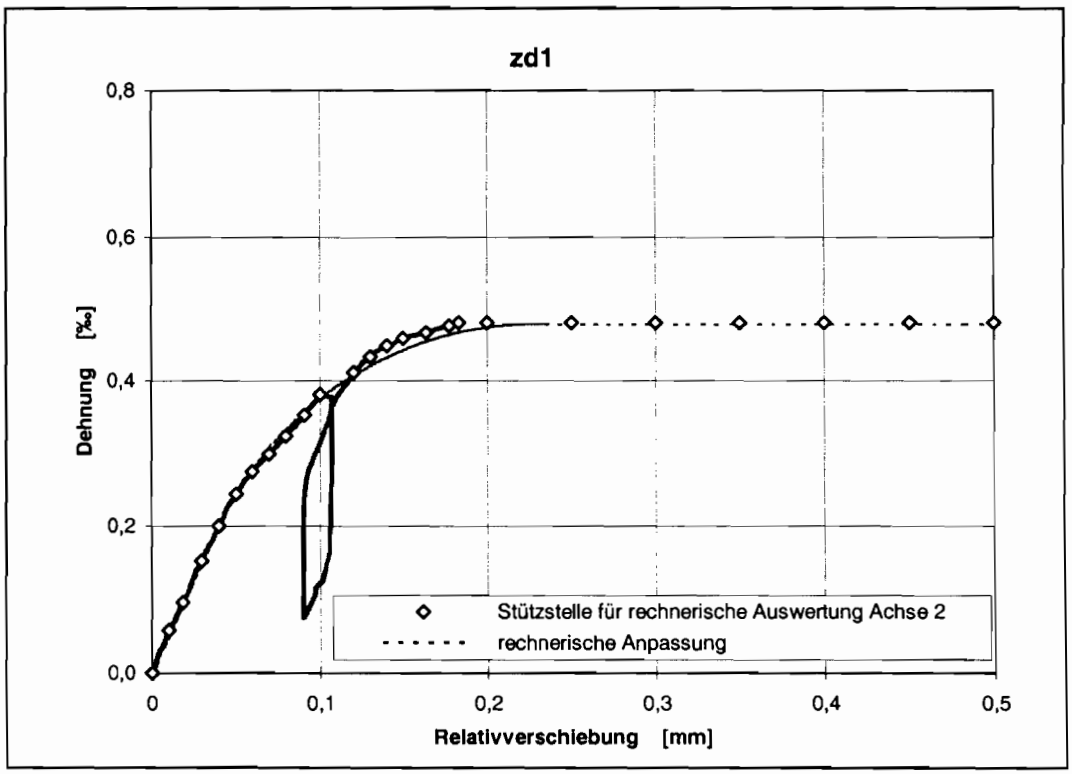


Bild 4.9: Auswertung des Verbundversuches *zd1*, Seite B

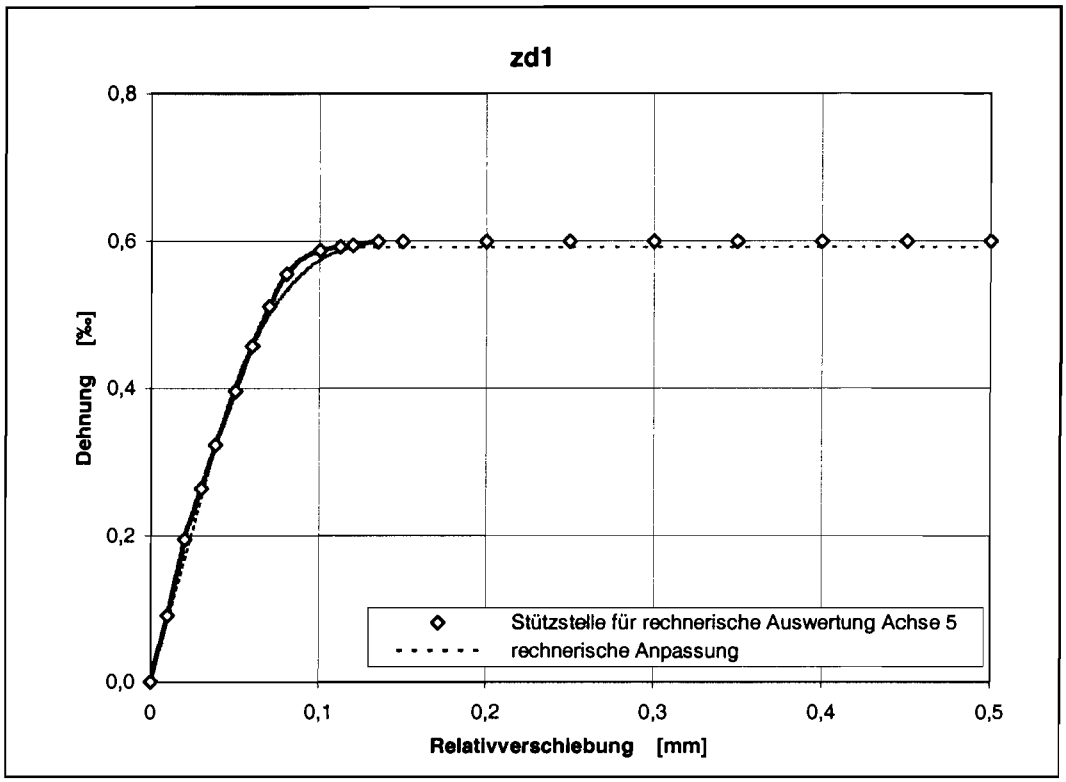


Bild 4.10: Auswertung des Verbundversuches *zd1*, Seite D

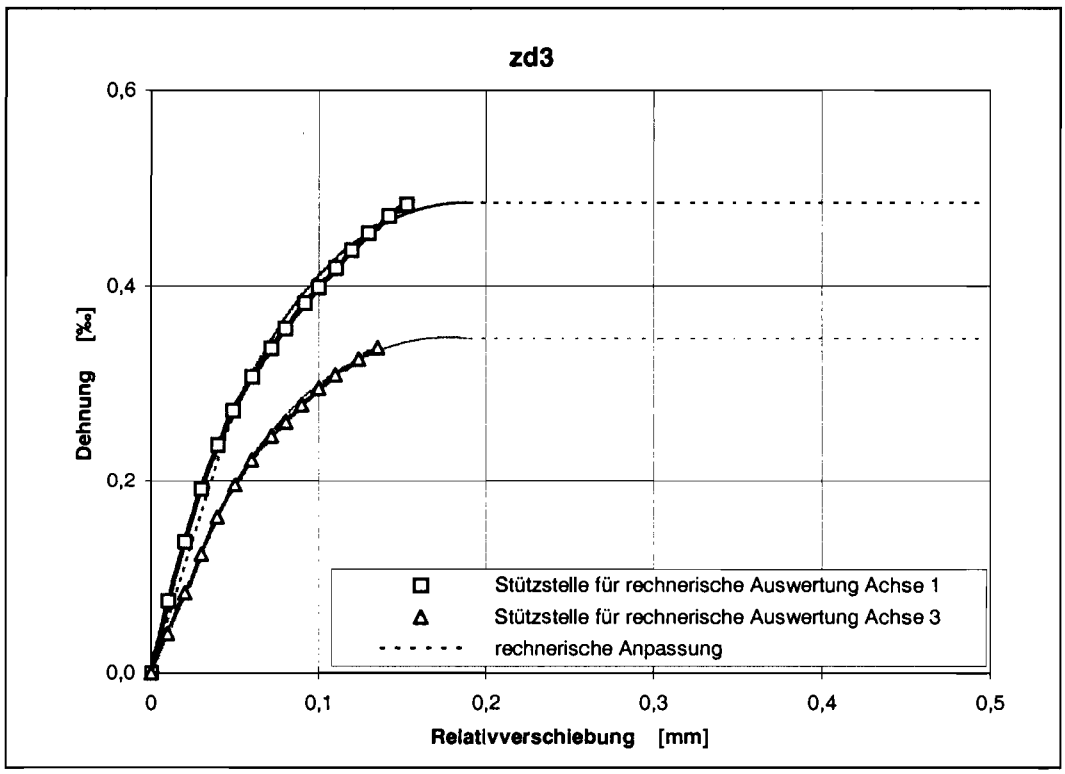


Bild 4.11: Auswertung des Verbundversuches *zd3*, Seite B

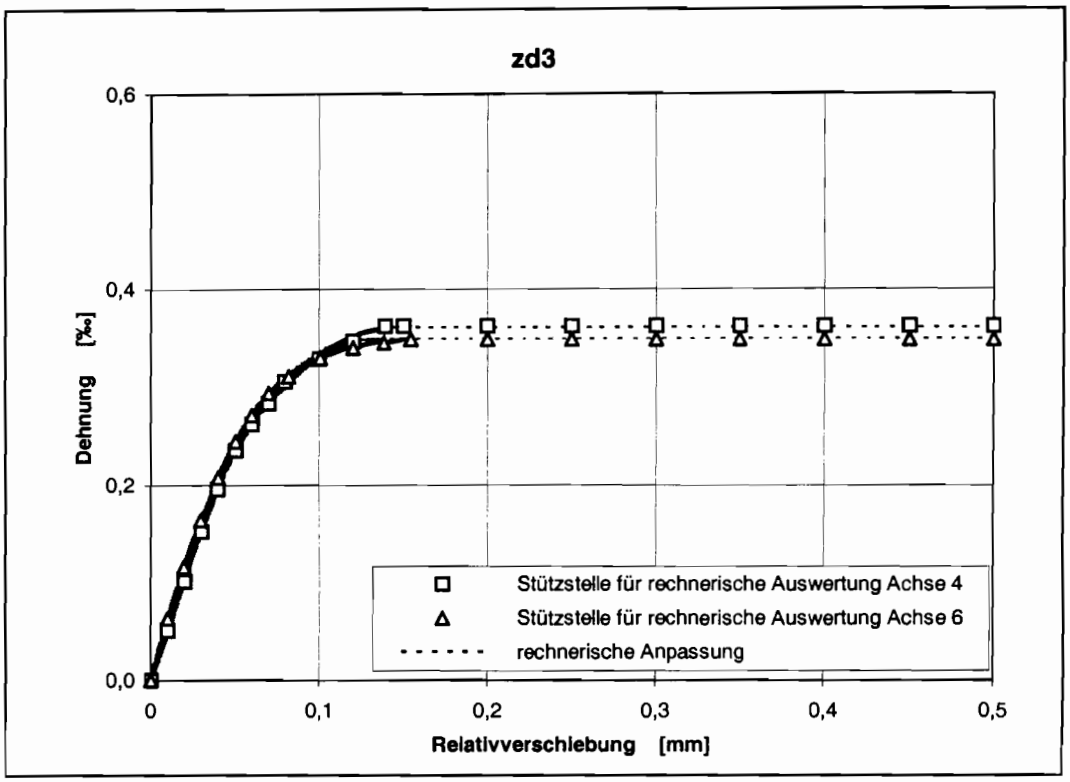


Bild 4.12: Auswertung des Verbundversuches *zd3*, Seite D

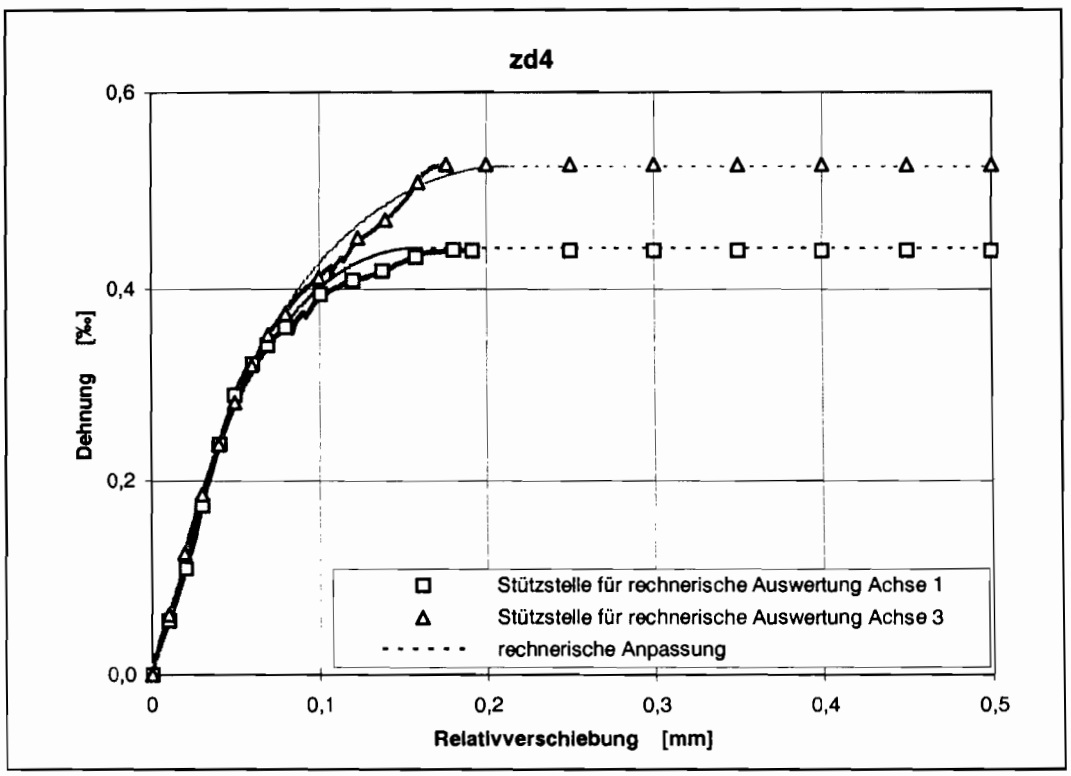


Bild 4.13: Auswertung des Verbundversuches *zd4*, Seite B

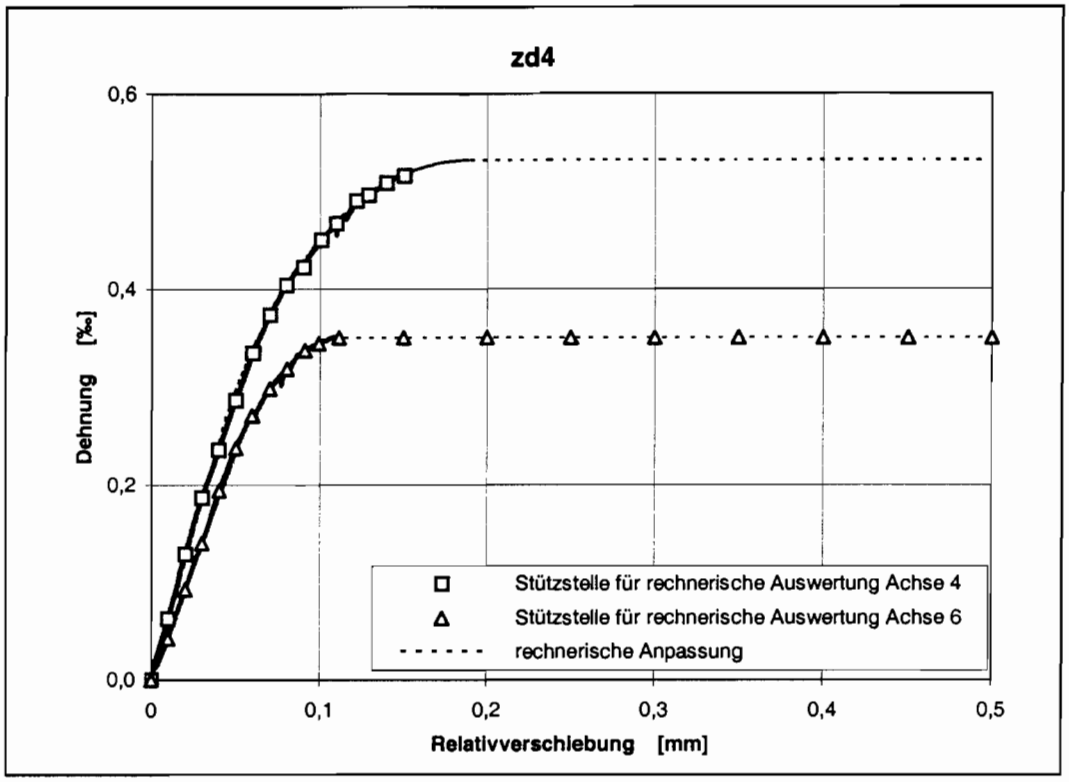


Bild 4.14: Auswertung des Verbundversuches *zd4*, Seite D

Mit der gewählten Form der Versuchsauswertung, die bei bekannter Form des Verbundgesetzes nur die Relativverschiebung am Beginn der Verklebung und die Laschendehnung in der freien Länge berücksichtigt, ist eine Beschreibung des Verbundverhaltens im gesamten Verbundbereich möglich. In [7] konnte durch eine Gegenüberstellung rechnerischer und experimenteller Dehnungen in diskreten Punkten des Verbundbereiches festgestellt werden, dass von einer lokalen Gültigkeit des Verbundgesetzes in jedem Punkt des Verbundbereiches ausgegangen werden kann.

In Tabelle 4.2 sind die Ergebnisse der rechnerischen Auswertung der Verbundversuche dargestellt. Dabei werden je Messachse die maximale Verbundspannung τ_{L1}, die zugehörige elastische Grenzverformung s_{L1}, der Grenzwert der Relativverschiebung s_{L0} und je Seitenfläche der Mittelwert der maximalen Verbundspannung τ_{L1}, die elastische Verbundenergie $G_e = (s_{L1} \cdot \tau_{L1}) / 2$ sowie die Verbundbruchenergie $G_F = (s_{L0} \cdot \tau_{L1}) / 2$ angegeben.

Im Rahmen anderer Forschungsvorhaben wurden am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München schon eine Vielzahl weiterer Verbundversuche an Zug - Druck - bzw. Zug - Zug - Doppellaschenkörpern durchgeführt, die in [7] beschrieben sind. Es wurde mit Hilfe einer Regressionsanalyse ein allgemeines Verbundgesetz abgeleitet. In der Regressionsanalyse wurden dabei als Zielgrößen Z_i die elastische Verbundenergie G_e, die Bruchenergie G_F und die maximale Verbundspannung τ_{L1} betrachtet. Folgende mittlere Bestimmungsgleichungen für die Zielgrößen Z_i wurden festgelegt:

$$G_e = 1{,}934 \cdot 10^{-7} \cdot \sqrt{\beta_W \cdot \beta_{OZ}} \cdot b_L^{\,2} \tag{4.30}$$

$$G_F = 3{,}910 \cdot 10^{-2} \cdot \sqrt{\beta_W \cdot \beta_{OZ}} \tag{4.31}$$

$$\tau_{L1} = 4{,}0219 \cdot 10^{-1} \cdot \sqrt{\beta_W \cdot \beta_{OZ}} \tag{4.32}$$

Tabelle 4.2: Ergebnisse der rechnerischen Auswertung der Verbundversuche

Versuch	Seite	Messachse	Ergebnisse der rechnerischen Auswertung					
			Werte je Messachse			Mittelwert je Seitenfläche		
			s_{L0}	s_{L1}	τ_{L1}	τ_{L1}	G_e	G_F
			[mm]	[mm]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm]	[N/mm]
zd1	B	2	0,235	0,040	1,100	1,100	0,022	0,1293
	D	5	0,125	0,040	3,100	3,100	0,062	0,1938
zd2	B	2	-	-	-	-	-	-
	D	5	-	-	-	-	-	-
zd3	B	1	0,190	0,040	3,750	2,875	0,0575	0,2731
		3	0,190	0,040	2,000			
	D	4	0,150	0,035	2,800	2,850	0,0463	0,2029
		6	0,135	0,030	2,900			
zd4	B	1	0,160	0,035	3,900	4,000	0,0700	0,3764
		3	0,215	0,035	4,100			
	D	4	0,190	0,040	4,750	4,075	0,0900	0,3234
		6	0,115	0,050	3,400			

In den folgenden Bildern sind die in den Versuchen *zd1*, *zd3* und *zd4* experimentell erhaltenen Laschendehnung – Relativverschiebungskurven dargestellt. Diese Kurven werden den rechnerisch ermittelten Laschendehnung – Relativverschiebungskurven gegenübergestellt, die in [7] nach Ableitung des allgemeinen Verbundgesetzes basierend auf den Bestimmungsgleichungen (4.30) bis (4.32) ermittelbar sind.

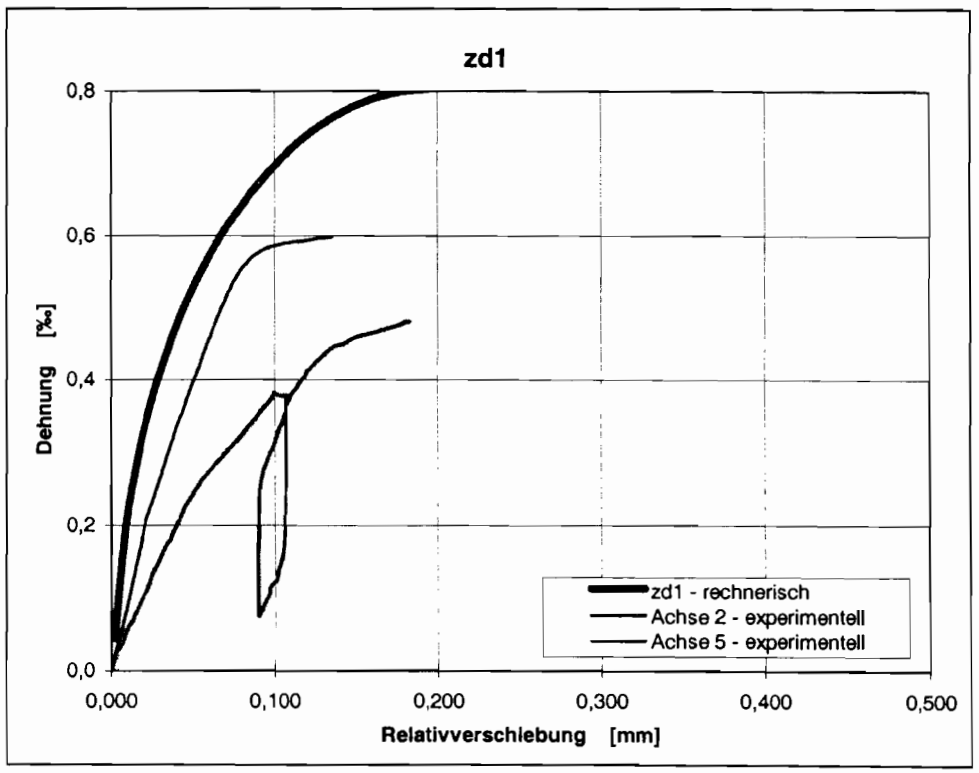


Bild 4.15: Vergleich experimentelle und rechnerische Dehnungen [7], *zd1* Seite B / D

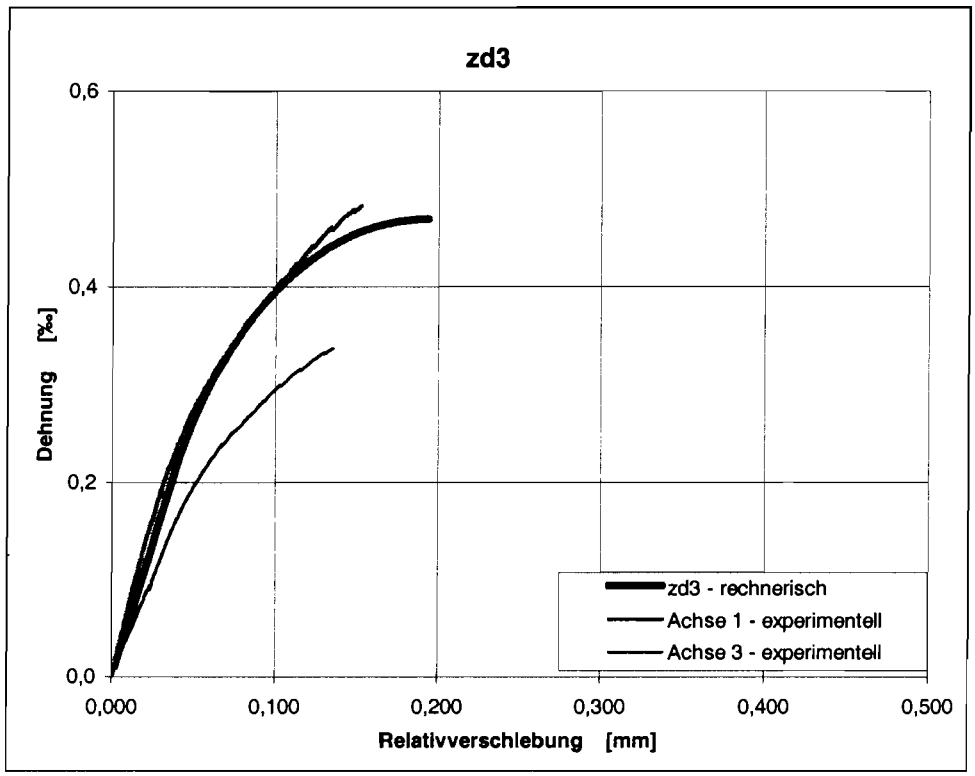


Bild 4.16: Vergleich experimentelle und rechnerische Dehnungen [7], *zd3* Seite B

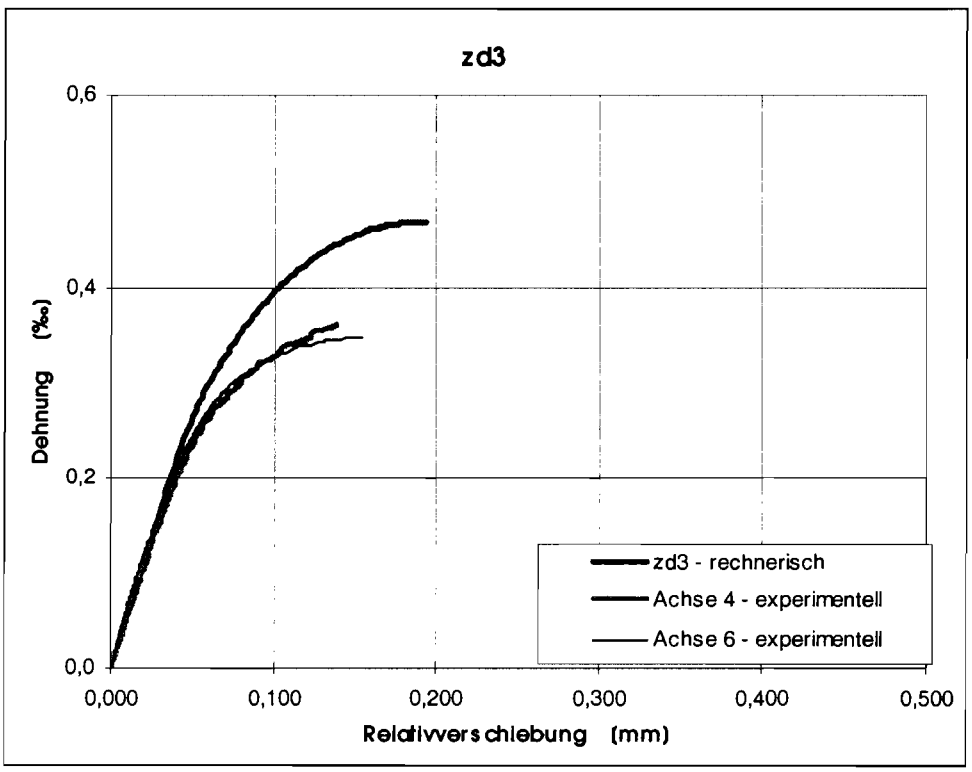


Bild 4.17: Vergleich experimentelle und rechnerische Dehnungen [7], *zd3* Seite D

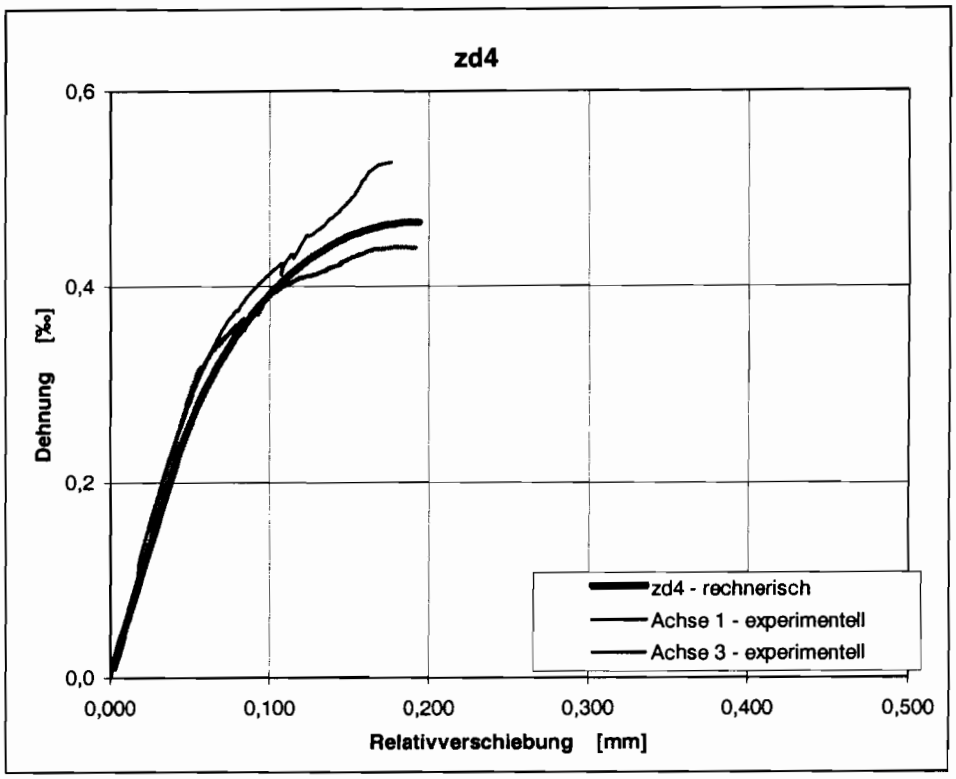


Bild 4.18: Vergleich experimentelle und rechnerische Dehnungen [7], *zd4* Seite B

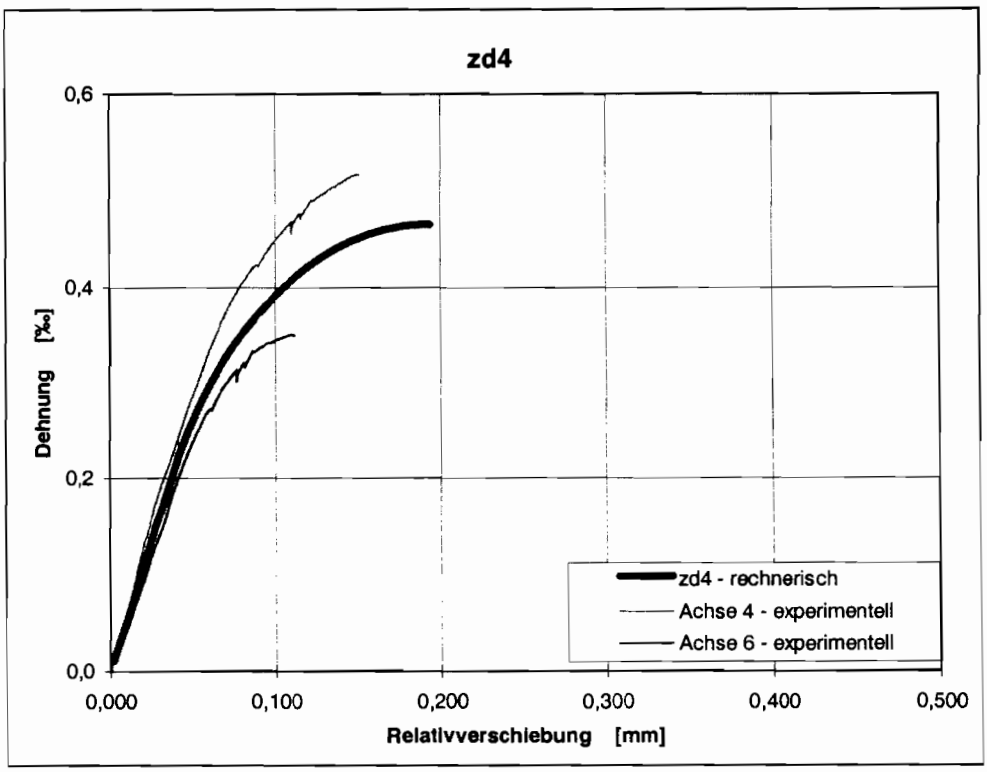


Bild 4.19: Vergleich experimentelle und rechnerische Dehnungen [7], *zd4* Seite D

In Bild 4.15 bis Bild 4.19 sind die aus dem allgemeinen Verbundgesetz hergeleiteten Laschendehnung – Relativverschiebungskurven aus [7] jeweils mit einer dicken Linie dargestellt. Bei Vergleich mit den aus den experimentell erhaltenen Kurven kann für die Ver-

suche *zd1*, *zd3* und *zd4* eine recht gute Übereinstimmung festgestellt werden. Für die Ableitung des allgemeinen Verbundgesetzes in [7] wurden insgesamt 26 Verbundversuche an Doppellaschenkörpern (inklusive *zd1*, *zd2*, *zd3* und *zd4)*, die am Lehrstuhl für Massivbau durchgeführt wurden, berücksichtigt.

5 Verbundversuche an Konsolausziehkörpern

5.1 Allgemeines

Im Rahmen des hier beschriebenen Forschungsvorhabens wurden insgesamt 8 Verbundversuche an konsolförmigen Ausziehkörpern nach Janovic [5] durchgeführt, um das Verbundverhalten einbetonierter Bewehrungsstäbe zu untersuchen. Für die Untersuchung des Verbundverhaltens von Betonstabstahl stehen prinzipiell mehrere Möglichkeiten der Versuchsdurchführung, wie in [12] beschrieben, zur Verfügung. Der Versuchskörper bei konsolförmigen Ausziehkörpern erfasst bei realistischen Betondeckungen das Verbundverhalten bei Ausbildung von Sprengrissen sehr gut. Zudem werden die Verhältnisse am Rissufer eines Biegerisses realistisch abgebildet. Die Versuchsergebnisse sind deshalb gut auf das Verbundtragverhalten im Bauteil zu übertragen. Aus diesem Grund wurde für dieses Forschungsvorhaben ein derartiger Versuchskörper für die Bestimmung des Verbundverhaltens von Betonstabstahl gewählt.

Mit den konsolförmigen Ausziehkörpern wurde das Verbundverhalten von den zwei verschiedene Arten von Betonstählen, die in den *Biegeversuchen* zur Anwendung kamen untersucht. In den Versuchen *ja28/1, ja28/2, ja28/3* und *ja28/4* wurde ein gerippter Betonstahl BSt 500 S mit Durchmesser d_s = 28 mm, für die Versuche *ja12/1, ja12/2, ja12/3* und *ja12/4* ein glatter Betonstahl BSt 500 S mit Durchmesser d_s = 12 mm verwendet.

Einen wesentlichen Einfluss auf die Verbundeigenschaften eines Bewehrungsstabes im Beton hat die Oberflächengestalt des Bewehrungsstabes, repräsentiert durch die Höhe, den Abstand und die Länge der Rippen. Vereinfachend kann die Rippung eines Bewehrungsstabes durch den Wert der bezogenen Rippenfläche f_R ausgedrückt werden. Der Betonstahl der Versuchsreihe *ja28* wies eine bezogene Rippenfläche von f_R = 0,060 (Mindestwert nach DIN 488 - f_R = 0,056) auf.

5.2 Versuchskörper und Versuchsaufbau

In Bild 5.1 und in Bild 5.2 sind eine Prinzipskizze und eine Fotografie der Verbundversuchskörper nach Janovic [5] und der Prüfanordnung dargestellt. Alle in Bild 5.1 angegebenen Abmessungen sind auf den Stabdurchmesser d_s des Betonstahls bezogen. Die Versuchskörper wurden in unterer Lage der Bewehrungsstäbe, also unter guten Verbundbedingungen betoniert.

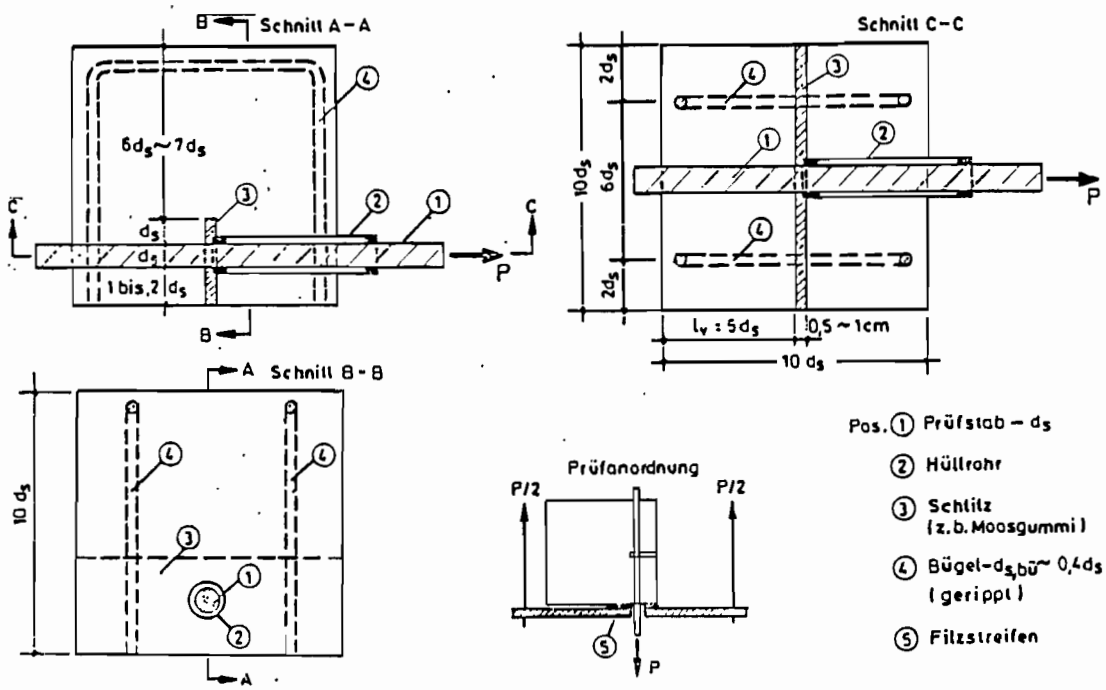


Bild 5.1: Prinzipskizze des konsolförmigen Ausziehkörpers nach Janovic [5] mit zugehöriger Prüfanordnung

In Bild 5.2 ist der Versuchsaufbau dargestellt. Der Versuchskörper lagerte auf einer dünnen Filzschicht, um eventuell auftretende Querdehnungsbehinderungen zu vermeiden und eine gleichmäßige Auflagerung im Prüfstand zu erreichen.

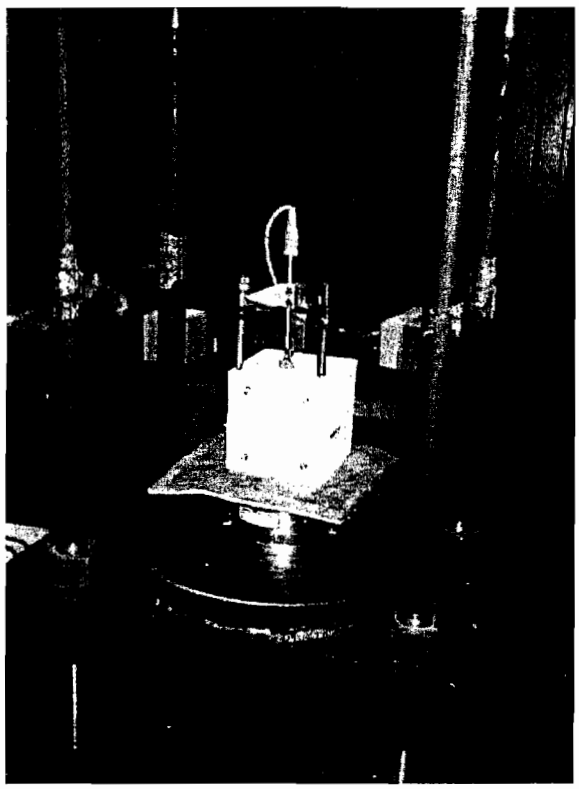


Bild 5.2: Konsolförmiger Ausziehkörper nach Janovic [5]

In Tabelle 5.1 sind die Versuchskörper, der tatsächliche Durchmesser d_s und die bezogene Rippenfläche f_R der Bewehrungsstäbe, die Oberflächenbeschaffenheit der Bewehrungsstäbe, die Würfeldruckfestigkeit β_{W200} des Betons, die Länge des Verbundbereiches l_v, die Kantenlänge a des würfelförmigen Versuchskörpers sowie die Betondeckung c des Bewehrungsstabes zusammengefasst. Die restlichen Abmessungen können Bild 5.1 durch Einsetzen des entsprechenden Stabdurchmessers d_s entnommen werden. Die schlitzförmige Aussparung im Konsolkörper wurde durch Einlegen einer etwa 5 mm dicken Styroporscheibe in die Schalung erzeugt. Damit wurden die Verbundverhältnisse, die am Ufer eines Betonrisses in der Zugzone eines Stahlbetonbauteils herrschen, simuliert.

Tabelle 5.1: Versuchsparameter der Ausziehkörper nach Janovic [5]

Versuch	d_s [mm]	f_R	Oberfläche	β_{W200} [N/mm^2]	l_v [mm]	a [mm]	c [mm]
ja28/1	28,08	0,06	Gerippt	42,5	140	280	40 (=1,42 d_s)
ja28/2	28,08	0,06	Gerippt	42,5	140	280	40 (=1,42 d_s)
ja28/3	28,08	0,06	Gerippt	42,5	140	280	40 (=1,42 d_s)
ja28/4	28,08	0,06	Gerippt	42,5	140	280	40 (=1,42 d_s)
ja12/1	11,97	-	Glatt	42,5	60	120	24 (=2 d_s)
ja12/2	11,97	-	Glatt	42,5	60	120	24 (=2 d_s)
ja12/3	11,97	-	Glatt	42,5	60	120	24 (=2 d_s)
ja12/4	11,97	-	Glatt	42,5	60	120	24 (=2 d_s)

Bei gerippten Betonstählen üben die hohen lokalen Betonpressungen vor den Schrägrippen des Bewehrungsstabes auf den umhüllenden Beton große Radialkräfte aus, die zu einer Sprengwirkung und damit zu Sprengrissen entlang des Stabes führen. Hinsichtlich dieser Sprengwirkung des Bewehrungsstabes auf den umhüllenden Beton, von welcher die Verbundwirkung abhängt, ist als wesentlicher Parameter die Größe der Betondeckung anzusehen. Aus diesem Grund wurden für die Ausziehversuche der Reihe *ja28* und für die Biegeversuche *bb1, bb2* eine identische Betondeckung von $c = 40$ mm und für die Ausziehversuche der Reihe *ja12* und die Biegeversuche *bpl1, bpl2* eine identische Betondeckung von c = 24 mm festgelegt.

5.3 Messtechnische Ausrüstung und Versuchsdurchführung

Die Prüfanordnung war bei allen Versuchskörpern identisch. Während der Versuchsdurchführung wurde die Zugkraft F mit einer Kraftmessdose gemessen. Die aufgetretene Relativverschiebung Δs des Bewehrungsstabes am lastfreien Ende wurde mit einem induktiven Wegaufnehmer gemessen, der in einen Dreifuß eingespannt wurde (siehe Bild 5.2). Dieser Dreifuß wurde während der Versuchsdurchführung auf die Oberseite des Prüfkörpers gestellt, so dass die Spitze des induktiven Wegaufnehmers das lastfreie Ende des Bewehrungsstabes berührte.

Die Belastung der Prüfkörper erfolgte in einer Zugprüfmaschine. Sie wurde lastgesteuert aufgebracht. Die Messfrequenz der Versuchswertepaare Kraft P und Relativverschiebung Δs betrug 1 Hz.

5.4 Auswertung der Verbundversuche an Konsolausziehkörpern

Bei den Ausziehversuchen für Betonstähle wird die mittlere Verbundspannung in Abhängigkeit von der Stabverschiebung gegen den Betonkörper bestimmt, die sich in einem verhältnismäßig kurzen Verbundbereich einstellt. Die Schwierigkeit bei diesem Versuchstyp liegt in der Ausgewogenheit der Verbundlänge. Sie soll hinsichtlich der näherungsweise angenommenen Konstanz der Verbundspannungen kurz sein. Wegen der Inhomogenität des Betons ist aber eine u. a. vom Größtkorndurchmesser abhängige Mindestverbundlänge erforderlich, um geringere Streuungen der Versuchsergebnisse zu erhalten. Die RILEM - Empfehlung RC 6 [17] gibt für gerippte Betonstähle z.B. eine Verbundlänge von fünf Stabdurchmessern vor. Bei allen Arten einbetonierter Bewehrung beträgt die Verankerungslänge bei voller Stabausnutzung ein Vielfaches dieser kurzen untersuchten Verbundlänge. Somit sind Rückschlüsse auf das Verbundtragverhalten bei größeren Verbundlängen möglich.

Für die Auswertung der Verbundversuche an den Ausziehkörpern wird der Zusammenhang zwischen der Zugkraft im Bewehrungsstahl bzw. der im vorgegebenen Verbundbereich gemittelten und auf die Betondruckfestigkeit bezogene Verbundspannung τ / β_W und der Relativverschiebung Δs des belasteten Bewehrungsstabes gegenüber dem umgebenden Beton ermittelt. Als Verbundlänge wurde für alle Verbundversuche $l_v = 5\, d_s$ angewendet. Die Ergebnisse der durchgeführten Ausziehversuche sind in Bild 5.4 bis
zusammengestellt. Als Abszissenwert ist die Relativverschiebung Δs in [mm] und als Ordinatenwert das Verhältnis von τ / β_W dargestellt. Dabei bezeichnet τ die mittlere Verbundspannung, die aus der Kraft P und der Verbundfläche berechnet wurde.

Bei allen Versuchen der Versuchsreihe *ja28* konnte während der Versuchsdurchführung im wesentlichen die gleiche Versagensform beobachtet werden. Bei einer bestimmten Laststufe bildete sich der in [5]beschriebene Sprengriss entlang des Bewehrungsstabes aus. Nachdem sich der erste Sprengriss vom Stab zur Oberfläche der Betondeckung hin ausgebildet hat, wird der Stab weiterhin durch die beiden, nun durch den Sprengriss getrennten Konsolenhälften gehalten (siehe Bild 5.3). Eine weitere Laststeigerung war möglich, bis weitere Risse aufgrund von Zugspannungen quer zum Sprengriss auftraten, die zu einer Schwächung des gesamten Gefüges führten.

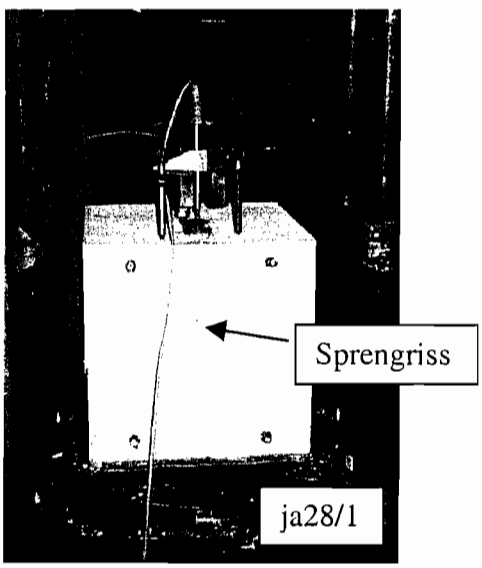


Bild 5.3: Sprengriss entlang des einbetonierten Betonstahls bei der Versuchsreihe *ja28*

Wie in Bild 5.4 und Bild 5.5 ersichtlich lieferten die Versuche *ja28/1* bis *ja28/4* weitgehend identische Versuchsergebnisse. Lediglich beim Versuchskörper *ja28/2* (in Bild 5.5 fett dargestellt) wurden im Relativverschiebungsbereich $\Delta s < 0{,}1$ mm deutlich höhere bezogene Verbundspannungen erreicht. Bei diesem Versuch wurden allerdings im Relativverschiebungsbereich $\Delta s = 0{,}001$ mm bis $\Delta s = 0{,}005$ mm trotz aufgebrachter und auch messtechnisch erfasster Zugkraft P keine Relativverschiebungen aufgezeichnet, was auf ein „Hängenbleiben" des induktiven Wegaufnehmers während des Versuches *ja28/2* im unteren Relativverschiebungsbereich hinweist. Die erhaltenen Ergebnisse der durchgeführten Versuche stimmen zudem sehr gut mit den von Janovic [5] durchgeführten Versuchen überein.

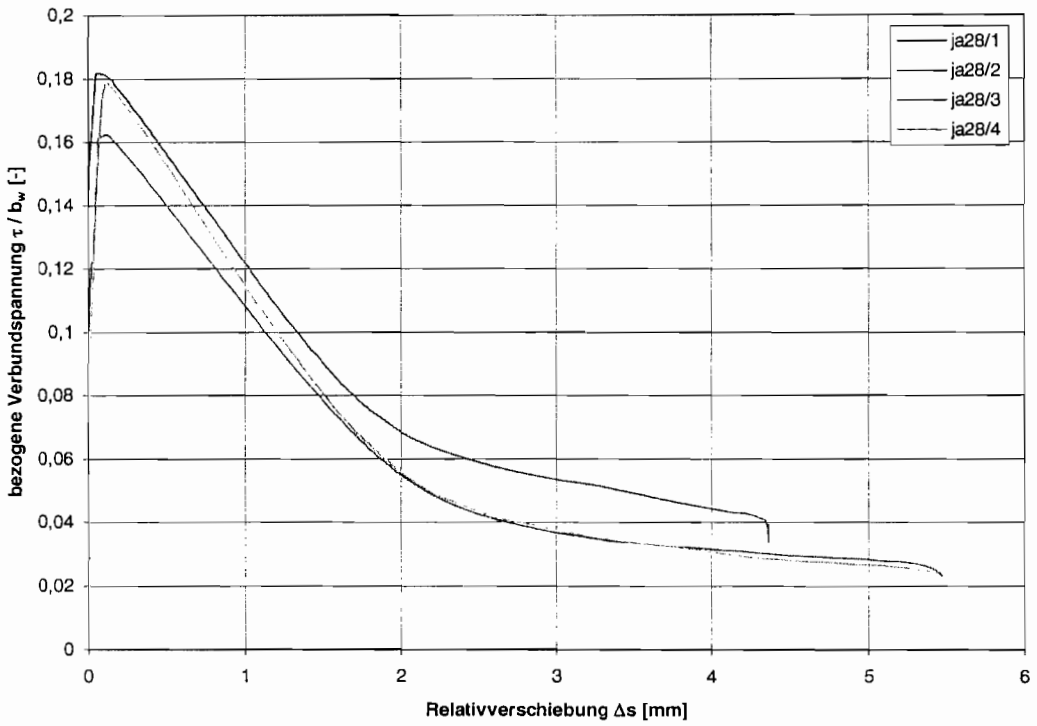


Bild 5.4: Versuche *ja28/1, ja28/2, ja28/3, ja28/4*

Die Darstellung von Verbundgesetzen erfolgt meist im logarithmischen Maßstab der Relativverschiebung Δs (siehe Bild 5.5). Diese Darstellungsweise ermöglicht das genauere Ablesen von Wertepaaren im Bereich kleiner Relativverschiebungen, welche meist von vorrangiger Bedeutung sind.

Die Zugkraft eines Bewehrungsstabes wird im wesentlichen durch die in [12] beschriebenen Mechanismen *Haftverbund, Reibungsverbund* und *Scherverbund* übertragen. Das Ausmaß der durch diese Mechanismen übertragbaren Verbundkraft ist abhängig von der Relativverschiebung Δs des Bewehrungsstahls gegenüber dem Beton. Nach Überschreiten des Haftverbundes, der nur für sehr kleine Relativverschiebungen $\Delta s < 0{,}001$ mm auftritt, werden die Verbundkräfte bei gerippten Betonstahl v.a. durch Reibungskräfte und Scherkräfte der Rippen übertragen. Dies führte bei der Versuchsreihe *ja28* zu einem starken Anstieg der Verbundspannung – Relativverschiebungskurve bis zum Erreichen der maximal aufnehmbaren Verbundspannung.

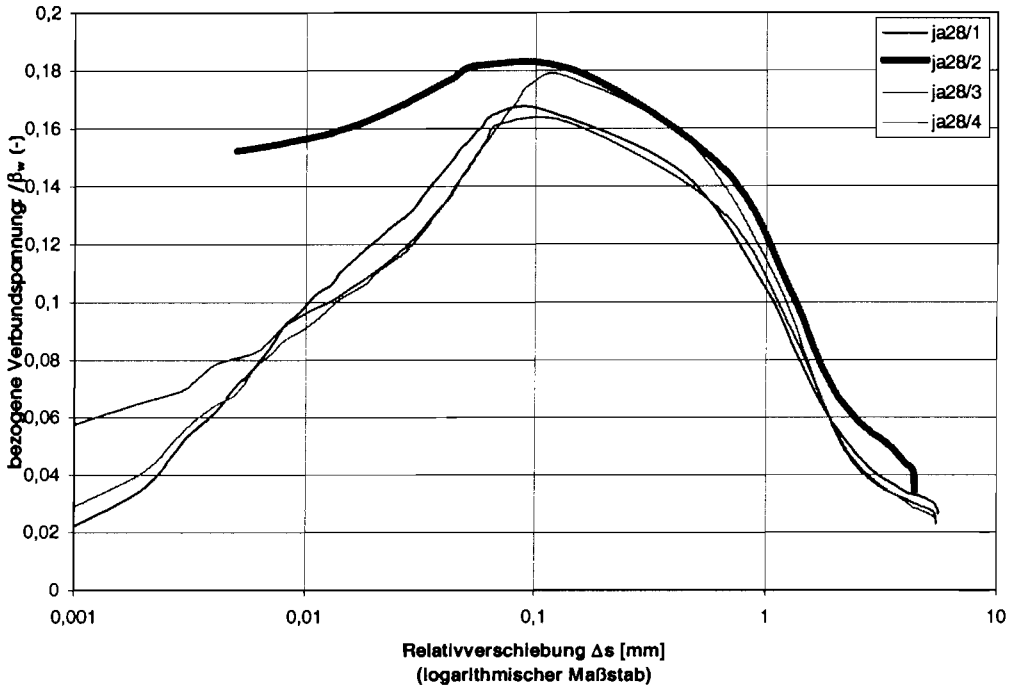


Bild 5.5: Versuche *ja28/1, ja28/2, ja28/3, ja28/4* (logarithmischer Maßstab)

Bei allen Versuchen der Versuchsreihe *ja12* konnten nur weit geringere bezogene Schubspannungen τ/β_W im Vergleich zum gerippten Betonstahl der Versuche *ja28* erreicht werden. Dies beruht auf der Tatsache, dass bei der Verwendung von glattem Betonstahl Verbundkräfte nicht über Scherverbund übertragen werden können und die über Reibungsverbund übertragbaren Verbundkräfte geringer sind. Diese Tatsache äußerst sich in einem flacheren Anstieg der Verbundspannung – Relativverschiebungskurve bis zum Erreichen der maximal aufnehmbaren Verbundspannung.

Bei der Durchführung der Ausziehversuche der Versuchsreihe *ja12* mit dem glatten Betonstahl bildeten sich im Gegensatz zu den Versuchskörpern mit geripptem Betonstahl keine Sprengrisse bzw. keine Risse quer zur Betonstahlrichtung aus, da durch das Fehlen der Rippung keine Radialkräfte auf den umgebenden Beton auftreten. Während der Versuchsdurchführung konnte die Kraft P bis zu einer bestimmten Grenze gesteigert werden (siehe Bild 5.6 und Bild 5.7). Anschließend fiel die übertragbare Verbundkraft auf ein weitgehend konstantes Reibungsplateau ab, auf dem die Verbundkräfte durch Reibungsverbund übertragen werden. Der einbetonierte Betonstahl konnte ohne Schädigung des Betons „durchgezogen" werden. Die Versuchsergebnisse der Versuchskörper *ja12/2*, *ja12/3* und *ja12/4* lieferten sehr gute Übereinstimmung. Die Gründe für die im Vergleich zu den anderen Versuchskörpern bis zu 84 % größeren übertragbaren Verbundspannungen des Versuchskörpers *ja12/1* konnten nicht eindeutig geklärt werden.

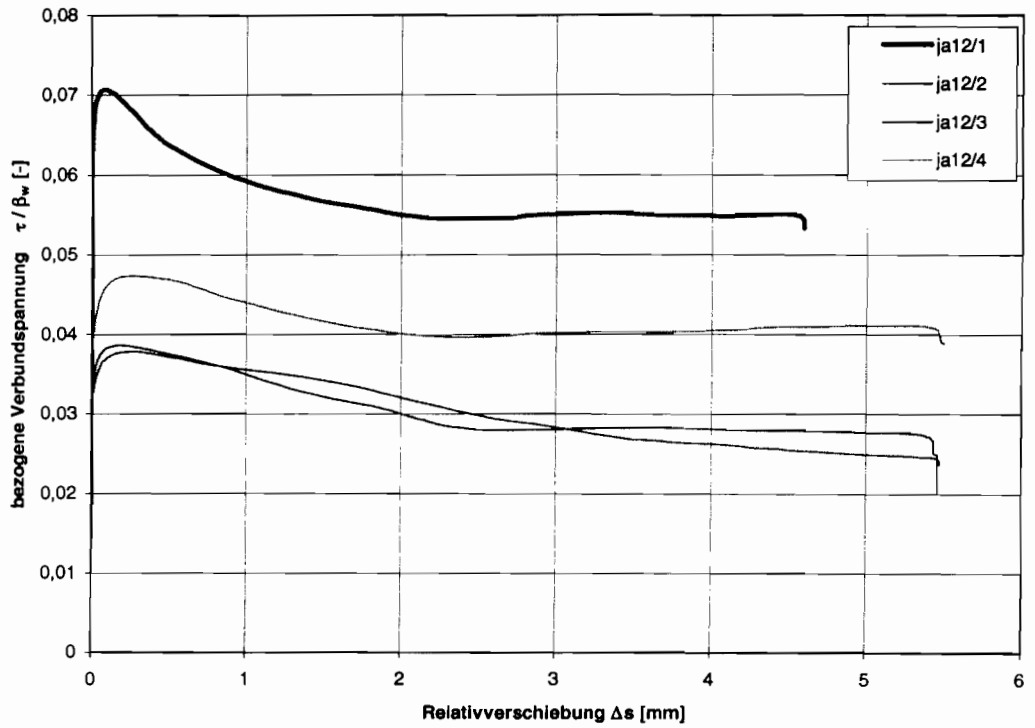


Bild 5.6: Versuche *ja12/1, ja12/2, ja12/3, ja12/4*

In Bild 5.7 sind die erhaltenen Versuchsergebnisse der Versuchsreihe *ja12* wieder im logarithmischen Maßstab für die Relativverschiebung Δs aufgetragen.

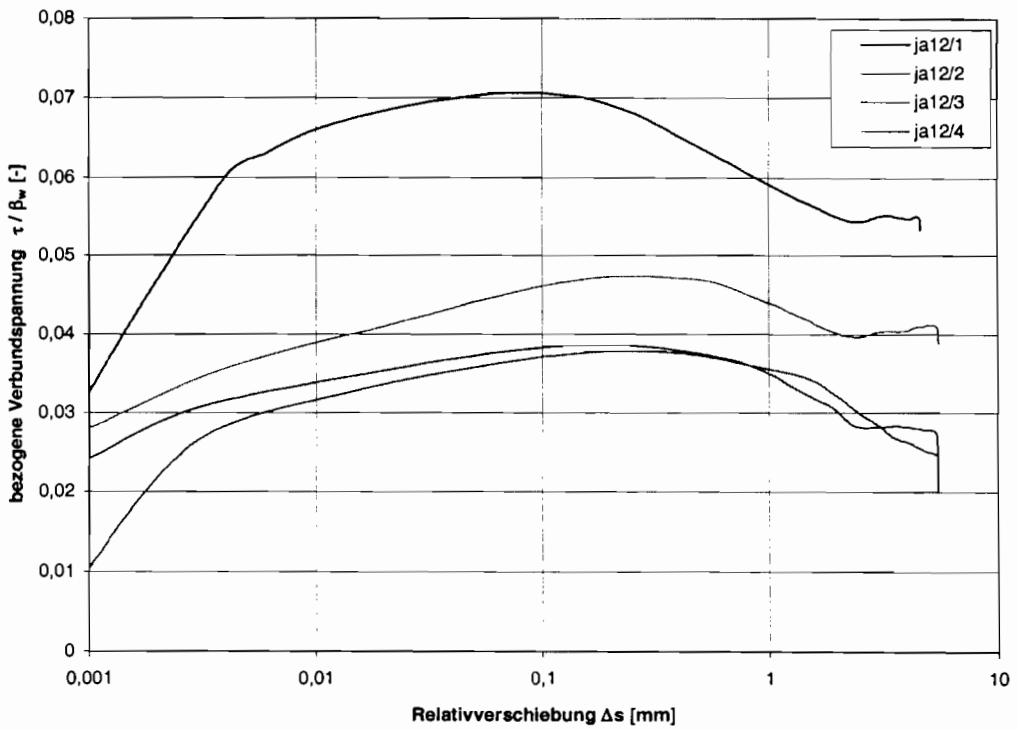


Bild 5.7: Versuche *ja12/1, ja12/2, ja12/3, ja12/4* (logarithmischer Maßstab)

In Bild 5.8 sind die gemittelten Ergebnisse der Versuchsreihe *ja28* und der Versuchsreihe *ja12* graphisch in einem Diagramm zusammengefasst dargestellt. Für die Erzeugung der gemittelten Graphen wurden jeweils die bezogenen Verbundspannungen τ / β_W für die Relativverschiebungen Δs = 0,001; 0,005; 0,01; 0,05; 0,1; 0,5; 1; 2,5; 5 mm zugrundegelegt. Dabei wurde aus den oben beschriebenen Gründen auf die Berücksichtigung der Versuchsergebnisse des Versuches *ja28/2* verzichtet.

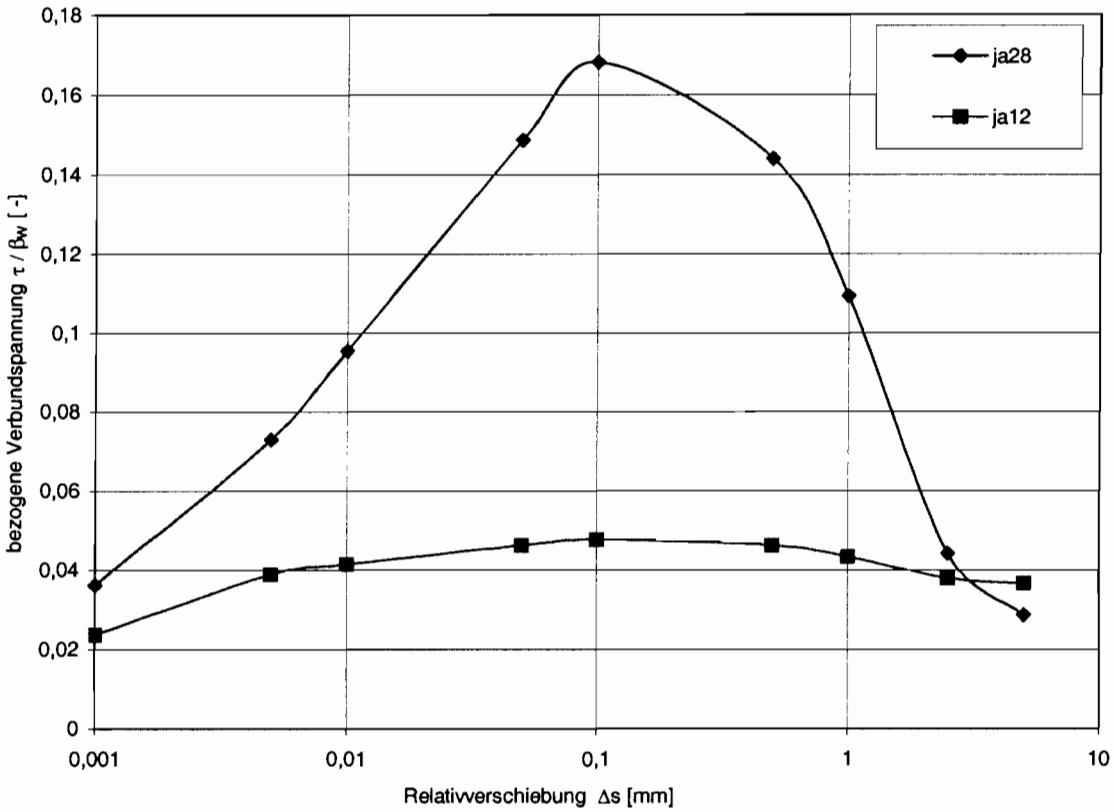


Bild 5.8: Mittelwerte der Versuchsreihe *ja28* und *ja12* (logarithmischer Maßstab)

6 Biegeversuche

6.1 Allgemeines

Im Rahmen des hier beschriebenen Forschungsvorhabens wurden insgesamt 4 *Biegeversuche* durchgeführt. Dabei wurden jeweils zwei in den Abmessungen, der Bewehrungs- und Lastanordnung identische Biegeträger geprüft. Beim jeweils ersten Biegeversuch (*bb1, bpl1*) wurde die Rissbildung studiert. Die aufgenommenen Rissbilder sind in Bild B 8 und in Bild B 10 im Anhang B abgebildet. Die Biegeträger in der zweiten Versuchsreihe (*bb2, bpl2*) wurden mit Anrissblechen angefertigt. Dadurch können die Orte des Auftretens der Biegerisse gesteuert werden. Der Abstand der Anrissbleche entsprach dem mittleren Abstand der primären Biegerisse aus der ersten Versuchsreihe. In diesen Rissquerschnitten wurden bei der zweiten Versuchsreihe Dehnmessstreifen, die eine diskrete Dehnungsmessung während des Versuches ermöglichten, auf den aufgeklebten Laschen und im Versuch *bpl2* auch auf den einbetonierte Betonstahlbewehrung angebracht. Die Belastung erfolgte in der ersten Versuchsreihe nur statisch, in der zweiten Versuchsreihe wurden zuerst 100 000 Lastwechsel im Gebrauchslastbereich aufgebracht. Anschließend wurden die beiden Versuchsbalken *bb2* und *bpl2* in einem statischen Bruchversuch abgedrückt.

Bei den Versuchen *bb1* und *bb2* handelt es sich um Biegebalken mit Rechteckquerschnitt. Als Betonstahlbewehrung wurde ein gerippter Betonstahl BSt 500 S mit Stabdurchmesser $d_s = 28$ mm verwendet. Die Versuchskörper wurden mit Stahllaschen mit den Querschnittsabmessungen $b_L / t_L = 200$ mm / 15 mm verstärkt.

Bei der Kombination von Klebearmierung mit glatten Betonstahlmatten kann es aufgrund des stark unterschiedlichen Verbundverhaltens der beiden Bewehrungsstränge bereits bei der Ausbildung der ersten Biegerisse zu erheblichen Schädigungen des Klebeverbundes kommen [13]. Eine Kombination dieser beiden Bewehrungsarten, die in der Praxis bei älteren Gebäuden häufig auftritt, sollte in diesem Forschungsvorhaben genauer untersucht werden. Aus diesem Grund wurden die Versuchskörper *bpl1* und *bpl2* als Plattenbauteile ausgebildet und eine glatte Betonstahlbewehrung mit einem Längsstabdurchmesser d_s = 12 mm gewählt. Für die Verstärkung der Versuchskörper kamen jeweils 2 Stahllaschen mit den Querschnittsabmessungen $b_L / t_L = 80$ mm / 5 mm zur Anwendung.

In Tabelle 6.1 sind die Parameter der durchgeführten *Biegeversuche* zusammengefasst. Aufgeführt ist die Breite b_b und die Höhe d_b des Betonquerschnittes, die Gesamtlänge l_b des Versuchskörpers, die Laschenbreite b_L und die Laschendicke t_L, die Klebschichtdicke t_g die Gesamtlänge l_L der Lasche, die Anzahl n_L der Laschen, die Fläche der Betonstahllängsbewehrung A_s sowie die Betonstahlbügelbewehrung a_{sw}. Detaillierte Bewehrungspläne zu den Versuchen *bb1*, *bb2*, *bpl1* und *bpl2* sind im Anhang B in Bild B 1 und in Bild B 2 abgebildet. Beim Versuchskörper *bpl2* wurden noch zusätzlich zu den Angaben in Tabelle 6.1 in der Druckzone 2 Betonstahlstäbe mit d_s = 6 mm bei einer Betondeckung c = 1,5 cm über die gesamte Bauteillänge eingelegt. Bei den Versuchskörpern *bb1, bb2* war die Betondeckung bei der Längsbewehrung c = 3,5 cm, bei den Versuchskörpern *bpl1, bpl2* war c = 2,5 cm.

Tabelle 6.1: Versuchsparameter der Biegeversuche

Versuch	b_b [mm]	d_b [mm]	l_b [mm]	b_L [mm]	t_L [mm]	l_L [mm]	n_L	t_g [mm]	A_s [cm^2]	a_{sw} [cm^2/m]
bb1	300	500	5500	201,0	15	4900	1	1	18,5 (3 ∅ 28)	15,71 (∅ 10/10)
bpl1	900	160	5500	80,1	5	4900	2	1	6,79 (6 ∅ 12)	-
bb2	300	500	5500	200,0	15	4900	1	1	18,5 (3 ∅ 28)	15,71 (∅ 10/10)
bpl2	900	160	5500	80,2	5	4900	2	1	6,79 (6 ∅ 12)	-

Für die Biegezugbewehrung ergaben sich folgende statische Nutzhöhen h_S:

- *bb1, bb2:* h_S = *500* mm – 35 mm – 28 mm / 2 = <u>451</u> mm

- *bpl1, bpl2* h_S = *160* mm – 25 mm – 12 mm / 2 = <u>129</u> mm

6.2 Versuchskörper und Versuchsaufbau

In Bild 6.1 ist eine Prinzipskizze zum statischen System der Biegeversuche und der Querschnitte der Versuchskörper dargestellt. Bei den *Biegeversuchen* handelte es sich um 4-Punktversuche.

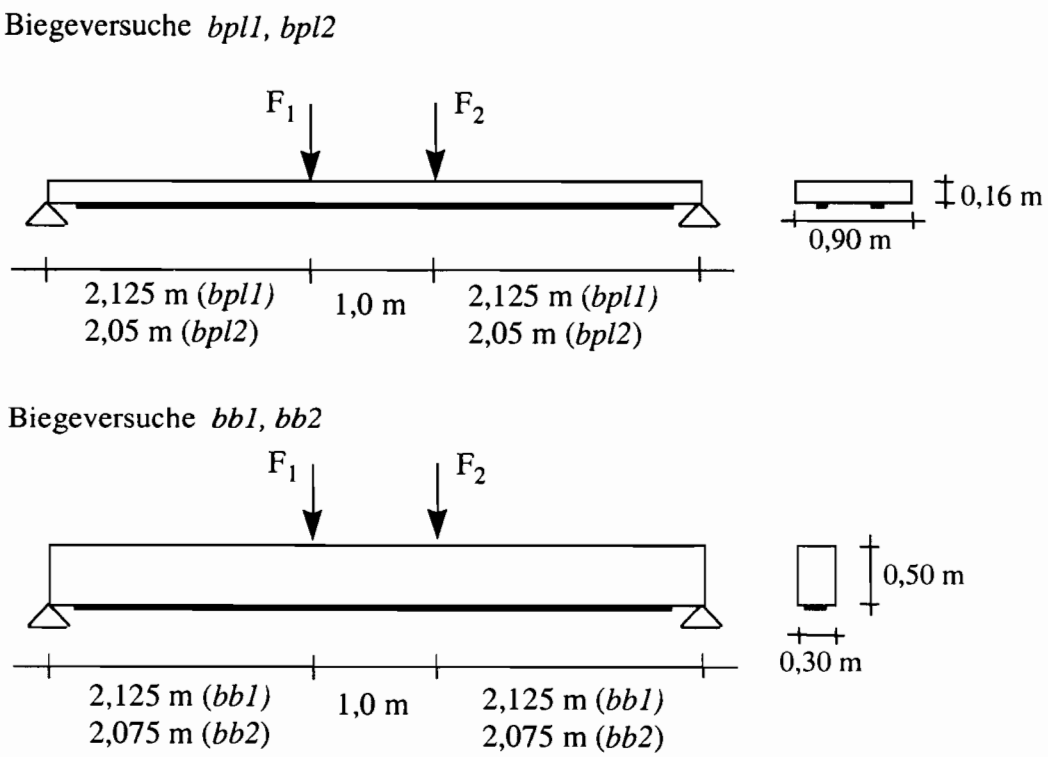


Bild 6.1: Prinzipskizzen der Versuche *bb1, bb2, bpl1, bpl2*

Bei den Versuchen der ersten Versuchsreihe (*bb1* und *bpl1*) wurde je Lasteinleitungspunkt ein Prüfzylinder angeordnet. Während der Versuchsdurchführung erbrachten beide Prüfzylinder die identische Belastung. Für die Versuche *bb2* und *bpl2* erfolgte die Belastung lediglich mit einem Prüfzylinder, da vor dem statischen Bruchversuch noch 100000 Lastwechsel durchgeführt wurden und damit die Steuerung einen geringeren Aufwand erforderte. Die aufgebrachte Last wurde dabei mit einem 1,10 m langen Querhaupt in die vorgesehenen Lasteinleitungspunkte des Versuchskörpers eingeleitet.

Alle im folgenden aufgeführten Lastangaben beziehen sich auf die Last **je Lasteinleitungspunkt** und nicht auf die Gesamtlast.

Für die Verstärkung aller Versuchskörper der Biegeversuche kamen 4900 mm lange Stahllaschen zur Anwendung. Dabei ergaben sich im Auflagerbereich die in Bild 6.2 dargestellten Auflagerungsverhältnisse. Für die zweite Versuchsreihe (*bb2* und *bpl2)* mussten andere Auflagerplatten gewählt werden, wodurch sich für die Versuche der zweiten Versuchsreihe die Stützweite zwischen den Auflagerpunkten von 5,25 m für *bb1* und *bpl1* auf 5,15 m für *bb2* und 5,10 m für *bpl2* verringerte. Der Abstand Laschenende zu Auflagerrand wurde für alle Versuche auf 5 cm festgesetzt.

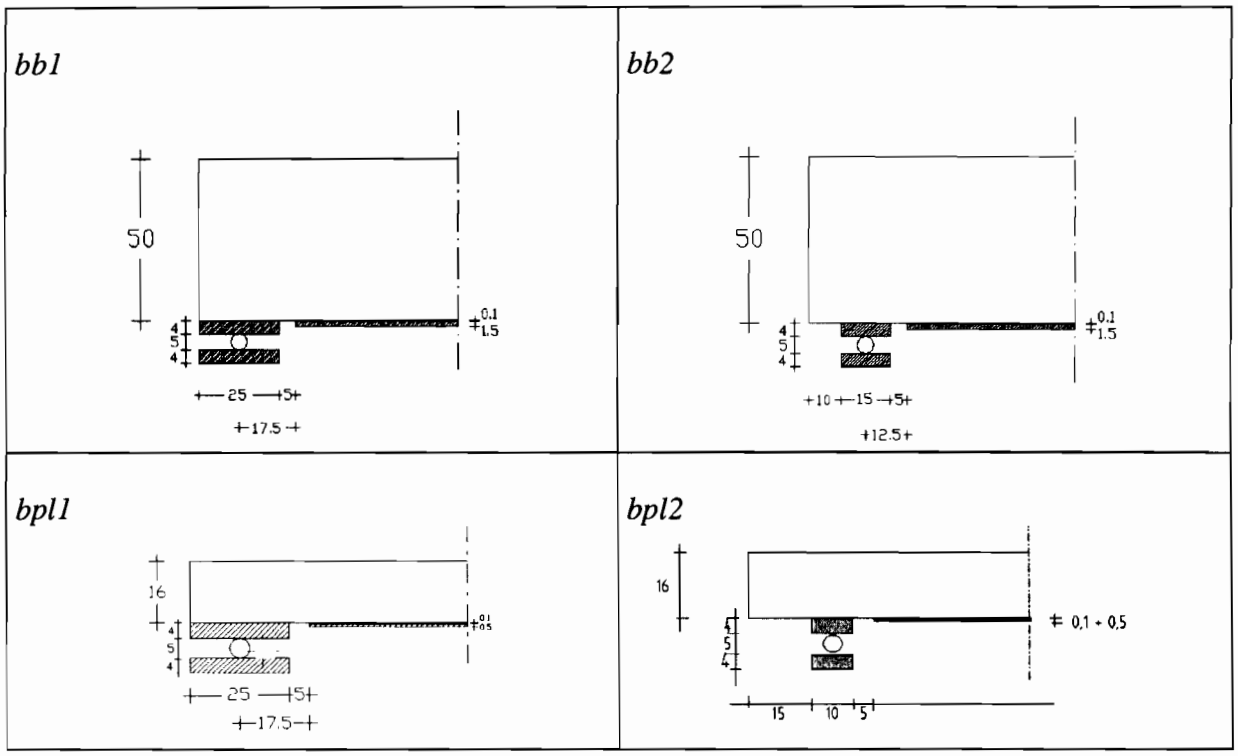
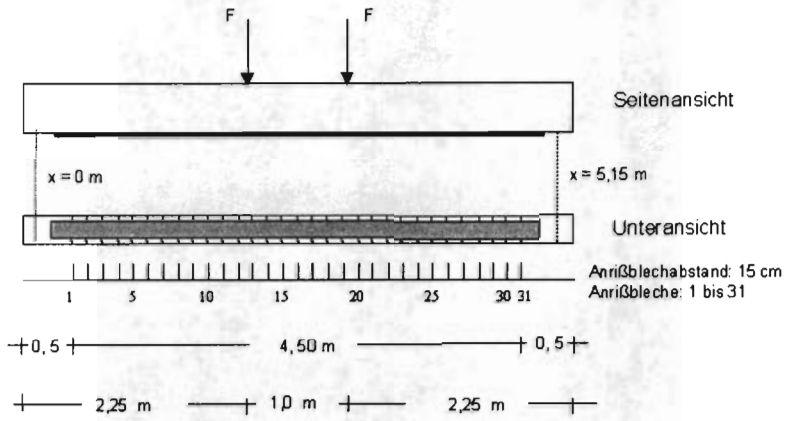


Bild 6.2: Auflagerungsverhältnisse bei den Biegeversuchen *bb1, bb2, bpl1* und *bpl2*

Wie im Abschnitt 6.1 beschrieben wurden in die Versuchskörper der zweiten Versuchsreihe Anrissbleche eingelegt. Der Abstand der einzelnen Anrissbleche wurde aus dem Rissbild der Versuche *bb1* und *bpl1* als mittlerer Rissabstand aller aufgetretenen Primärrisse ermittelt. Beim Versuch *bpl1* konnte entgegen den Erwartungen kein signifikanter Einfluss der Lage der Querstäbe der Bewehrungsmatte auf die Lage der Primärrisse festgestellt werden. Im Anhang in Bild B 8 und in Bild B 10 sind die Rissbilder aus den Versuchen *bb1* und *bpl1* dargestellt. Für den Versuch *bb1* ergab sich ein mittlerer Rissabstand von $a_R \approx 15$ cm, für den Ver-

such *bpl1* ein mittlerer Rissabstand von $a_R \approx 14$ cm. Entsprechend dieser Abstände wurden in der zweiten Versuchsreihe die Anrissbleche entsprechend Bild 6.3 angeordnet. Im Anhang B in Bild B 7 ist für den Versuch *bb2* die Lage der Anrissbleche im Verhältnis zu den Schubbügeln dargestellt.

bb2



bpl2

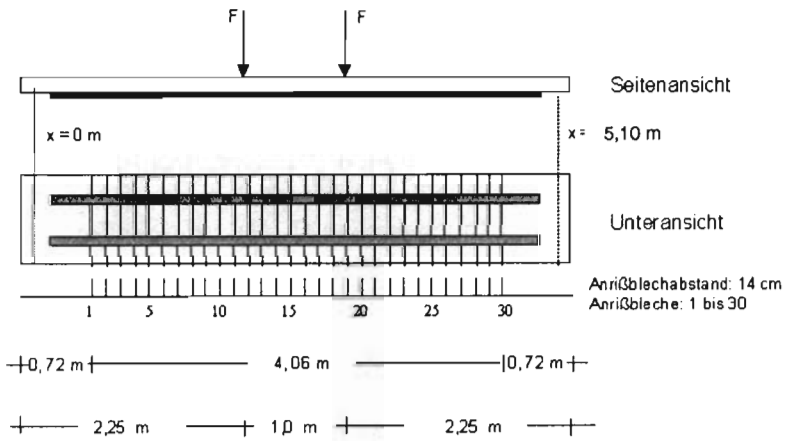


Bild 6.3: Anordnung der Anrissbleche bei den Versuchen *bb2* und *bpl2*

Die Höhe der Anrissbleche wurde unter Berücksichtigung der Streuungen der Zugfestigkeit des Betons so festgelegt, dass das Auftreten von weiteren primären Rissen zwischen den Anrissblechen ausgeschlossen werden kann. Dabei betrug die Höhe der Anrissbleche für den Versuchskörper *bb2* 10 cm. Da damit die Anrissbleche in den Bereich der Längsbewehrungstäbe hineinreichten, wurden an den Stellen der 3 Bewehrungsstäbe U – förmige Aussparungen in den Anrissblechen vorgesehen (siehe Bild 6.4). Beim Versuchskörper *bpl2* wurden Anrissbleche mit einer Höhe von 2,2 cm eingebaut. Während der Versuchsdurchführung konnte sowohl beim Versuch *bb2* als auch beim Versuch *bpl2* keine weiteren Teilung des Rissabstandes festgestellt werden.

Bild 6.4: Anrissbleche mit U-förmigen Aussparungen im Versuchskörper *bb2*

Die Bewehrungsführung aller *Biegeversuche* ist im Anhang B in Bild B 1 und in Bild B 2 dargestellt. Für die Versuche *bpl1* und *bpl2* kam glatter Bewehrungsstabstahl zum Einsatz. Dieser wurde entsprechend des Bewehrungsplanes im Anhang vom Personal des Laboratoriums für den Konstruktiven Ingenieurbau (LKI) zu einer Bewehrungsmatte zusammengeschweißt.

6.3 Messtechnische Ausrüstung der Versuchskörper

Die Messachsen der Versuchskörper sind in Bild B 3 bis Bild B 6 des Anhangs B dargestellt. In beiden Versuchsreihen wurden in Balkenmitte mit induktiven Wegaufnehmern die Durchbiegungen f während der gesamten Versuchsdurchführung erfasst. Die aufgebrachten Kräfte F wurde mit Kraftmessdosen gemessen. In der Versuchsreihe 1 (*bb1* und *bpl1)* wurden unter den beiden Lasteinleitungspunkten die Laschendehnungen mit je Lasteinleitungspunkt 2 an der Laschenoberfläche applizierten Dehnmessstreifen erfasst (Messstellen A1, B1, A2, B2). In der Versuchreihe 2 (*bb2* und *bpl2*) wurden wie oben erwähnt Anrissbleche zur Risssteuerung in die Versuchskörper eingebaut. Dabei wurden je Anrissblech 2 Dehnmessstreifen auf der Oberfläche der Stahllaschen angebracht, die während der gesamten Versuchsdauer die Laschendehnungen am Ort der einzelnen Rissen registrierten. Um Aussagen über die Aufteilung der auftretenden Zugkräfte auf die einzelnen Bewehrungsstränge treffen zu können, wurden für den Versuch *bpl2* zusätzliche 6 Dehnmessstreifen auf die innere Betonstahlbewehrung appliziert. Dabei wurden in den Messachsen 19, 25 und 30 je 2 Dehnmessstreifen auf die Längsstäbe der Betonstahlmatte im Bereich der angeklebten Stahllaschen angebracht (siehe Bild B 6).

Um beim Versuchskörper *bb2* Aussagen hinsichtlich des Einflusses der Rissuferverschiebung treffen zu können, wurden auf der Balkenunterseite in den Messachsen 1, 3, 30 und 31 induktive Wegaufnehmer entsprechend Bild 6.5 angebracht. Dabei wurde der vertikale Versatz Δw während der Versuchsdurchführung aufgezeichnet.

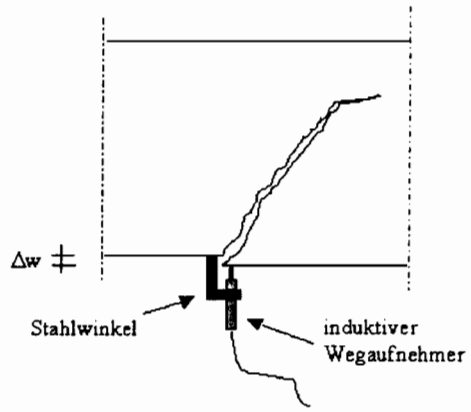


Bild 6.5: Induktiver Wegaufnehmer zur Messung der vertikalen Rissuferverschiebung

6.4 Versuchsdurchführung

Bei den Versuchen der ersten Versuchsreihe (*bb1* und *bpl1*) handelte es sich um statische Bruchversuche. Vor dem statischen Bruchversuch wurden die Versuchskörper mit wenigen Lastzyklen im Gebrauchslastbereich belastet. Für den eigentlichen statischen Bruchversuch wurden einzelne Laststufen festgelegt. Die Laststufen der Versuche *bb1* und *bpl1* sind im Anhang B in Tabelle B 1 dargestellt. Bei jeder Laststufe wurden die Laschendehnungen ermittelt und das sich einstellende Rissbild aufgezeichnet. In Bild B 8 und in Bild B 10 im Anhang B sind die Rissbilder mit den Nummern der einzelnen Laststufen dargestellt. Die Versuche *bb1* und *bpl1* wurden lastgesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von ca. 5 kN/min durchgeführt.

In der zweiten Versuchsreihe (*bb2* und *bpl2*) wurden jeweils vor dem statischen Bruchversuch 100000 Lastwechsel im Gebrauchslastbereich aufgebracht. Beim Versuchskörper *bb2* betrug die Oberlast F_O = 90 kN je Lasteinleitungspunkt, die Unterlast F_U = 5 kN je Lasteinleitungspunkt, was einer Zielschwingbreite $\Delta\sigma$ = 100 N/mm^2 in der Stahllasche entspricht, bei einer Frequenz von 0,4 Hz. Die Oberlast wurde dabei aus dem Versuch *bb1* aus der Bruchlast F_{max} mit $F_O \approx F_{max,bb1}/1{,}75$ ermittelt. Für den Versuch *bb2* wurde die Zielschwingbreite $\Delta\sigma$ = 100 N/mm^2 nach der aktuellen Richtlinie [1] festgelegt. Während der 100000 Lastwechsel im Gebrauchslastbereich wurden mit einer Spitzenwertmessung mit einem Aufzeichnungsintervall von 1 h die Spitzenwerte der Laschendehnungen gemessen. Die erhaltenen Dehnungen sind im Anhang B in Tabelle B 2 aufgeführt. Die darin angegebenen Laschendehnungen bezeichnen die Dehnungen unter der aufgebrachten Last. Dehnungen aus dem Eigengewicht sind in Tabelle B 2 nicht berücksichtigt. Nach 0 Lastwechsel (Phase I), nach 40000 Lastwechsel (Phase II) und nach 100000 Lastwechsel (Phase III) wurden am Balken die Risse farbig markiert. Das Rissbild ist in Bild B 9 im Anhang B dargestellt.

Im anschließenden statischen Bruchversuch wurde der Versuchskörper *bb2* in mehreren Laststufen zu Bruch gefahren. Die einzelnen Laststufen des statischen Bruchversuches sind in

Tabelle B 3 im Anhang B zusammengefasst dargestellt. Die Laststufen wurden anhand der Gebrauchslast P_G, die sich aus dem Versuch *bb1* ergab, festgelegt. Nach jeder Laststufe wurden die Laschendehnungen ermittelt. Das sich einstellende Rissbild wurde nach den Laststufen 6, 8 und 10 farbig auf dem Balken markiert.

Beim Versuch *bpl2* betrug die planmäßige Oberlast F_O = 16,5 kN, die planmäßige Unterlast F_U = 2,5 kN je Lasteinleitungspunkt, was einer Zielschwingbreite $\Delta\sigma$ = 140 N/mm^2 in der Stahllasche nach [2] entspricht. Der Versuchskörper wurde mit einer Frequenz von 0,48 Hz geschwungen. Die Oberlast wurde dabei aus dem Versuch *bpl1* aus der Bruchlast F_{max} mit F_O = $F_{G,bpl1}$ = $F_{max,bpl1}$/1,75 ermittelt. Während der 100000 Lastwechsel im Gebrauchslastbereich wurden mit einer Spitzenwertmessung je Stunde mit einem Aufzeichnungsintervall von 5 min die Dehnungen an der Ober- und Unterlast aufgezeichnet. Die erhaltenen Dehnungen sind im Anhang B in Tabelle B 4 und in Tabelle B 5 aufgeführt. Die darin angegebenen Laschendehnungen bezeichnen die Dehnungen unter der aufgebrachten Last. Dehnungen aus dem Eigengewicht sind in Tabelle B 4 und in Tabelle B 5 nicht berücksichtigt. Vor Beginn der Lastwechsel wurde bei der Oberlast F_O = 16,5 kN das Rissbild an der Platte farbig markiert und mit der Nummer 0 versehen (siehe Bild B 11).

Im anschließenden statischen Bruchversuch wurde der Versuchskörper *bpl2* in mehreren Laststufen zu Bruch gefahren. Die einzelnen Laststufen des statischen Bruchversuches sind in Tabelle B 3 im Anhang zusammengefasst dargestellt. Die Laschendehnungen im statischen Bruchversuch wurden kontinuierlich aufgezeichnet, das Rissbild nach Laststufe 3 (Zahl 1 im Bild B 11), Laststufe 8 (Zahl 2 im Bild B 11) und bei der Bruchlast (Zahl 3 im Bild B 11) aufgenommen. Die Laschen- bzw. Betonstahldehnungen während des statischen Bruchversuches sind in Tabelle B 6 und in Tabelle B 7 im Anhang B zusammengefasst.

6.5 Auswertung der Biegeversuche

6.5.1 Versuchskörper *bb1*

Der Versuchskörper *bb1* wurde in einem statischen Bruchversuch abgedrückt. Für die Versuchsdurchführung wurden einzelne Laststufen bei 50 kN (LS1), 95 kN (LS2) und 135 kN (LS3) je Lasteinleitungspunkt festgelegt. Nach Erreichen der jeweiligen Laststufe wurde die Last konstant gehalten und das sich einstellende Rissbild auf dem Versuchskörper markiert und mit der Nummer der jeweiligen Laststufe versehen. Die während des Versuches aufgezeichnete Kraft F, Durchbiegung f und Laschendehnungen ε_L an den Messstellen A1, B1, A2 und B2 sind im Anhang B in einem Kraft-Verformungs-Diagramm (Bild B 12) und in einem Kraft-Dehnungs-Diagramm (Bild B 13) zusammengestellt. Die Messstellen A1, B1, A2 und B2 lagen im Bereich ungerissenen Betons. Als Bruchlast wurde die Kraft F_{max} = 162,7 kN je Lasteinleitungspunkt erreicht.

Während der Versuchsdurchführung bildete sich ein regelmäßiges Rissbild mit einem mittleren Abstand der Primärrisse von 15 cm aus. Nach Überschreiten der 3. Laststufe (>135 kN) kam es bei Erreichen der Maximallast zur schlagartigen Ablösung der aufgeklebten Lasche im Verankerungsbereich der Lasche. Es handelte es sich um einen Kohäsionsbruch im Beton wenige Millimeter über der Klebschicht. Dieses Versagen wird im Allgemeinen als Verbundbruch bezeichnet. Aufgrund des schlagartigen Versagens konnte nicht geklärt werden, von welcher Stelle das Versagen ausging. Im Bereich des äußersten Biegerisses konnte ein großer Rissuferversatz festgestellt werden, was aufgrund der großen Steifigkeit der Lasche ein Ab-

hebeln der Lasche zur Folge hatte und damit zu einem vorzeitigen Versagen des Verbundes Lasche – Beton führte. Aussagen zu den Versuchsergebnissen hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit werden im Abschnitt 7 getroffen. In Bild 6.6 ist der Versuchskörper nach dem Bruchversuch dargestellt. Die gestrichelt markierten Risse stellen die Risse nach Überschreiten der 3. Laststufe dar.

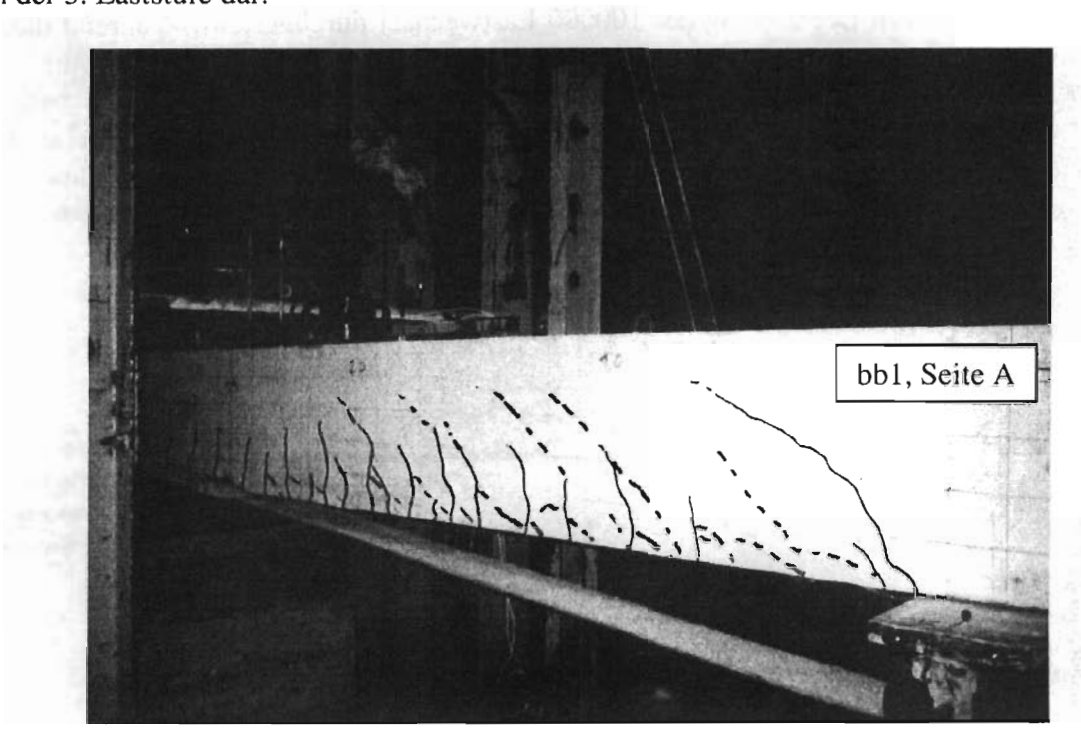


Bild 6.6: Versuchskörper *bb1* nach Ablösung der Stahllasche

6.5.2 Versuchskörper *bb2*

Vor dem statischen Bruchversuch wurden auf den Versuchskörper 100 000 Lastwechsel mit einer Oberlast von F_O = 90 kN und einer Unterlast F_U = 5 kN aufgebracht. Die während dieser dynamischen Belastung aufgezeichneten Versuchsdaten sind im Anhang B in Tabelle B 2 dargestellt. Angegeben sind die Anzahl der Lastwechsel (LW), die Kraft F je Lasteinleitungspunkt in [kN], die Durchbiegung f in Balkenmitte in [mm] und die Laschendehnungen ε_L in [µm/m] in den einzelnen Messpunkten. Die einzelnen Messwerte bei den entsprechenden Lastwechselzahlen sind jeweils für die Oberlast (OL) und die Unterlast (UL) angegeben. An der Messstelle B12 konnten aufgrund eines defekten Dehnmessstreifens keine Laschendehnungen gemessen werden. Die Daten der ersten 18000 Lastwechsel waren nicht verwertbar. Für den Bereich 20 000 Lastwechsel bis 100 000 Lastwechsel sind die aufgezeichneten Daten in 5000 Lastwechselschritten in Tabelle B 2 im Anhang B angegeben.

Im Anhang A in Bild B 16 bis Bild B 19 sind die gemessenen Laschendehnungen über die Bauteillänge nach 0, 20000, 40000 und 100000 Lastwechseln graphisch dargestellt. In den einzelnen Diagrammen sind je eine Kurve für die Messstellen auf der Seite A und Seite B der Stahllasche und für den Mittelwert aus der Seite A und B dargestellt. Für die Mittelwertskurve wurde für die Messachse 12 mit dem defekten Dehnmessstreifen B12 der Wert der Messstelle A12 als Mittelwert angesetzt.

In Bild 6.7 sind die Mittelwertskurven zu den Zeitpunkten 0, 20000, 40000 und 100000 Lastwechsel in einem Diagramm zusammengefasst dargestellt. Aus dem Diagramm wird ersicht-

lich, dass die Laschendehnungen und damit die Spannungen in der Lasche mit der Zeit zunehmen. Dies ist auf Kriecherscheinungen zurückzuführen. Insbesondere in der ersten Phase (0 bis 20000 Lastwechsel) konnte eine relativ große Zunahme der Laschendehnungen beobachtet werden, während in der letzten Phase (40000 bis 100000 Lastwechsel) bereichsweise keine Dehnungszunahmen mehr zu verzeichnen sind. Der statische Bruchversuch wurde 4 Tage nach Beendigung der 100000 Lastwechsel durchgeführt. Während dieser Zeit kam es zu Rückkriechvorgängen im Versuchsträger. Mit dieser Tatsache sind die bei einer Versuchslast F = 90 kN gemessenen geringeren Laschendehnungen im Bruchversuch gegenüber den Laschendehnungen während der Schwingphase zu erklären (vgl. Bild 6.7 und Bild B 20).

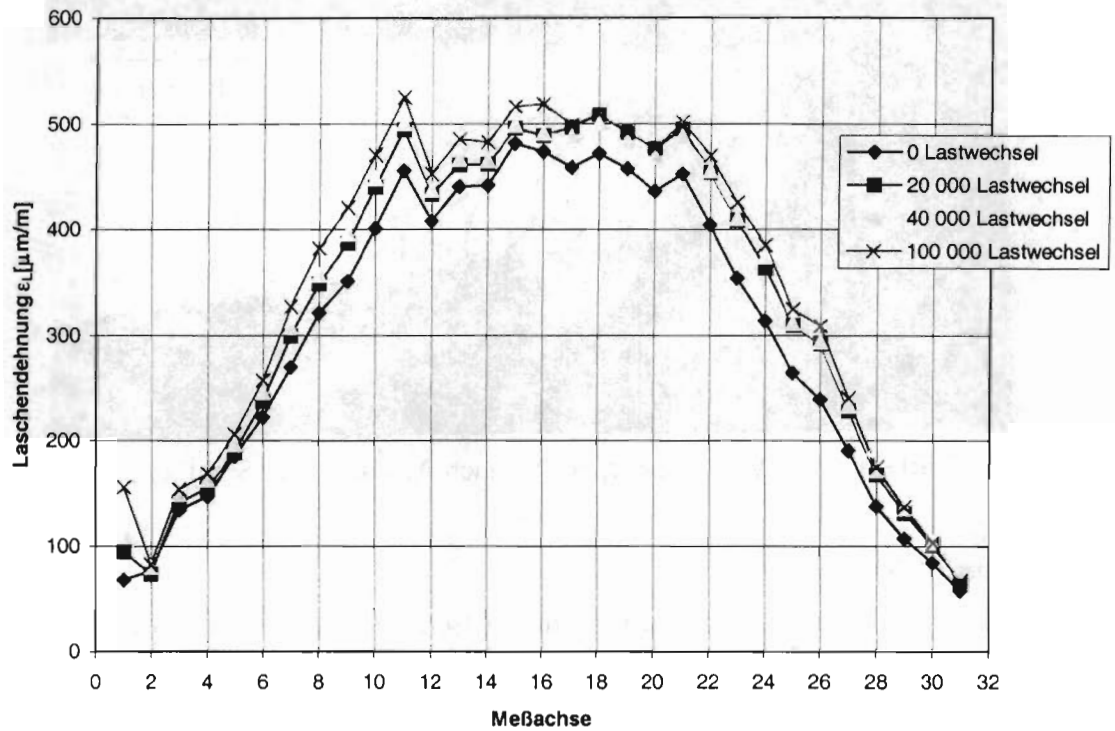


Bild 6.7: Mittelwerte der Laschendehnungen bei Oberlast F_O = 90 kN im Biegeversuch *bb2*

Die während des statischen Bruchversuches aufgezeichneten Laschendehnungen sind im Anhang B in Bild B 20, die zugehörigen Laststufen im Anhang B in Tabelle B 3 zusammengestellt. Als Bruchlast wurde die Kraft F_{max} = 157,5 kN je Lasteinleitungspunkt erreicht. Während der Versuchsdurchführung kam es zu keiner weiteren Teilung des durch die Anrissbleche vorgegebenen Rissabstandes. Nach Überschreiten von Laststufe 11 (>153 kN) konnte die identische Versagensform wie im Versuch *bb1* beobachtet werden. Es trat ein Kohäsionsbruch im Beton wenige Millimeter über der Klebschicht ein. Es löste sich das Laschenende im Bereich der Messachsen 1 bis 8. Die geringere Maximallast F_{max} im Vergleich zum Versuch *bb1* ist in der Schwächung des Klebeverbundes durch die zuvor aufgebrachten Lastwechsel zu erklären. Mit Hilfe der an der Balkenunterseite in den Achsen 1, 2, 30 und 31 applizierten induktiven Wegaufnehmern wurden während des statischen Bruchversuches die Relativverschiebungen der beiden Rissufer gemessen, um eventuell Aussagen hinsichtlich des Ausgangspunktes der Laschenablösung treffen zu können. Die aufgezeichneten Relativver-

schiebungen sind im Anhang B in Bild B 21 graphisch dargestellt. Da die maximalen Werte der Rissuferverschiebungen sehr gering waren und zudem der Maximalwert der Rissuferverschiebung in der Achse 30 gemessen wurde, die Laschenablösung allerdings im Bereich der Achsen 1 bis 8 auftrat, lässt sich basierend auf den gemessenen Werten der Rissuferverschiebung die Aussagen treffen, dass der Grund für die Ablösung der Lasche nicht im vertikalen Rissuferversatz in den Messachsen 1 und 2 zu suchen ist.

Beim Vergleich der Versuchsergebnisse der Versuche *bb1* und *bb2* lassen sich aufgrund der sehr guten Übereinstimmung hinsichtlich der Bruchlast und der Versagensart maßgebende verfälschende Einflüsse der im Versuchskörper *bb2* eingelegten Anrissbleche ausschließen.

Im folgenden wird überprüft, ob der Grund des Versagens in der Verbundtragfähigkeit bzw. in der Endverankerung der Lasche zu suchen ist. Zu diesem Zweck sind in Bild 6.8 die im Versuch bei der Last $F = 153$ kN kurz vor der Bruchlast gemessenen Laschendehnungen über die Bauteillänge aufgetragen. Dabei sind die Laschendehnungen unter dem Eigengewicht des Versuchskörpers mitberücksichtigt. Zusätzlich sind die rechnerischen Laschendehnungen, die unter der Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte ermittelt wurden, mit und ohne Versatzmaß angegeben. Es lässt sich eine sehr gute Übereinstimmung der experimentellen und rechnerischen Laschendehnungen feststellen. Das aus der Fachwerkanalogie resultierende Versatzmaß tritt bei der experimentellen Zugkraftlinie nicht auf. Aufgrund der sehr guten Übereinstimmung der rechnerischen mit den experimentellen kann angenommen werden, dass die Dehnungen in der Stahllasche trotz einseitiger Applikation der Dehnmessstreifen korrekt erfasst wurden. Im Versuch *bb2* wurde beim Laschenstahl die Streckgrenze nicht erreicht. Der Zugkraftaufbau war ohne Verbundentkoppelungen möglich (vgl. [33][34]).

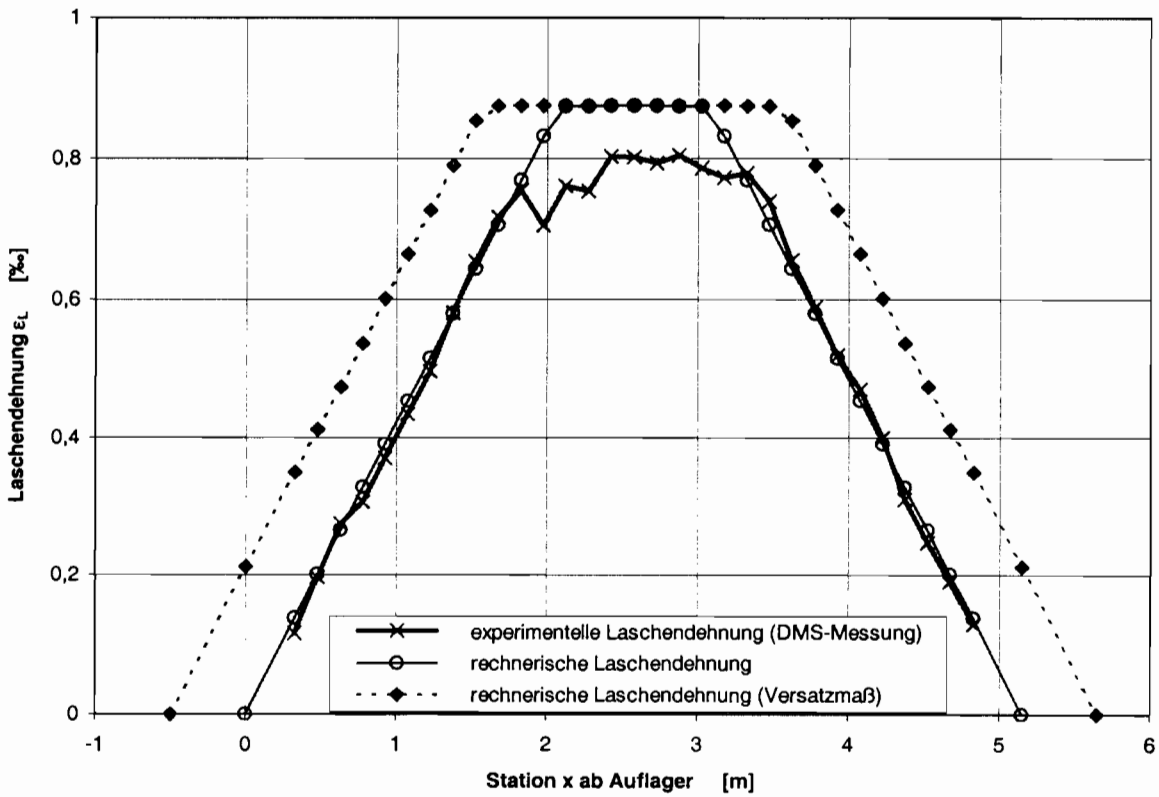


Bild 6.8: Vergleich der experimentellen und rechnerischen Laschendehnungen, *bb2*

Nachfolgend wird die Zugkraftdeckung entsprechend den Regelungen in der „Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen – Fassung Januar 2000" [33], die auf der Forschungsarbeit von Niedermeier [34] basieren, für einen Rissabstand $a_R = 150$ mm nachgeprüft. Danach ist zum einen ein Endverankerungsnachweis im Querschnitt des äußersten Biegerisses zu führen und der Zugkraftaufbau im anschließenden querkraftbeanspruchten Bereich zu überprüfen.

Endverankerungsnachweis

Im Versuch *bb2* wurde bei Laststufe 11 (=153 kN) am äußersten Anrissblech in Achse 1 eine Dehnung der Lasche von 0,108 ‰, in der Achse 31 eine Dehnung von 0,121 ‰ gemessen. Mit Hilfe der Materialkennwerte des verwendeten Laschenstahls berechnet sich daraus am äußerten Riss in Messachse 31 eine Kraft F_{31} zu

$$F_{31} = b_L \cdot t_L \cdot E_L \cdot \varepsilon_L = 200 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm} \cdot 205052 \text{ N/mm}^2 \cdot 0{,}000121 = \underline{74{,}4} \text{ kN}.$$

Innerhalb dieser Länge ist die am äußersten Riss gemessene Kraft zu verankern. Zur Ermittlung der maximal verankerbaren Kraft wurde für den Endverankerungsnachweis in [7] folgende charakteristische Verbundbruchkraft $F_{max,k}$ bestimmt:

$$F_{\max,k} = 0{,}2248 \cdot b_L \cdot \sqrt{\sqrt{\beta_W \cdot \beta_{OZ}} \cdot E_L \cdot t_L} \tag{6.1}$$

Die zu $F_{max,k}$ gehörende Verbundlänge $l_{t,k}$ errechnet sich aus

$$l_{t,k} = 1{,}7483 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot G_{F,k} \cdot E_L \cdot t_L}{\tau_{L1,k}^2}} \tag{6.2}$$

mit der Bruchenergie

$$G_{F,k} = 2{,}5262 \cdot 10^{-2} \cdot \sqrt{\beta_W \cdot \beta_{OZ}} \tag{6.3}$$

und der maximalen Verbundspannung

$$\tau_{L1,k} = 2{,}7349 \cdot 10^{-1} \cdot \sqrt{\beta_W \cdot \beta_{OZ}}\,. \tag{6.4}$$

Die Variable β_W bezeichnet in den Gleichungen (6.1) bis (6.4) die Druckfestigkeit des Betons, die mit dem Rückprallhammer am Bauteil ermittelt wurde.

Für den Versuchskörper *bb2* ergeben sich folgende Größen:

$$F_{\max,k} = 0{,}2248 \cdot 200 \cdot \sqrt{\sqrt{42{,}2 \cdot 2{,}4} \cdot 205052 \cdot 15} \mathrel{\hat{=}} 250{,}1 \text{ kN}$$

$$G_{F,k} = 2{,}5262 \cdot 10^{-2} \cdot \sqrt{42{,}2 \cdot 2{,}4} = 0{,}2542 \text{ N/mm}$$

$$\tau_{L1,k} = 2{,}7349 \cdot 10^{-1} \cdot \sqrt{42{,}2 \cdot 2{,}4} = 2{,}752 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{t,k} = 1{,}7483 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 0{,}2542 \cdot 205052 \cdot 15}{2{,}752^2}} = 795 \text{ mm}$$

Die für eine Verbundlänge $l_V = 200$ mm verankerbare Kraft F ergibt sich zu

$$F = \frac{l_V}{l_{t,k}} \cdot \left(2 - \frac{l_V}{l_{t,k}}\right) \cdot F_{max} = \frac{200}{795} \cdot \left(2 - \frac{200}{795}\right) \cdot 250{,}1 = 110\,\text{kN} > 74{,}4\,\text{kN}.$$

Das Versagen infolge einer nicht ausreichenden Verankerungslänge im Endverankerungsbereich ist damit ausgeschlossen.

Überprüfung der Zugkraftdeckung im querkraftbeanspruchten Bereich

Die Überprüfung des Zugkraftaufbaus zwischen dem äußersten Biegeriss und dem Ort der maximalen Momentenbeanspruchung erfolgt in Bild 6.9. Es ist zu erkennen, dass der vorhandene Spannungszuwachs zwischen den Punkten (A) und (B) und zugleich unter der Grenzlinie des aufnehmbaren Spannungszuwachses für das charakteristische Verbundgesetz liegt (vgl. [33]). Die Punkte (A) und (B) kennzeichnen den Bereich eines Zugkraftaufbaues ohne Verbundentkoppelungen [34].

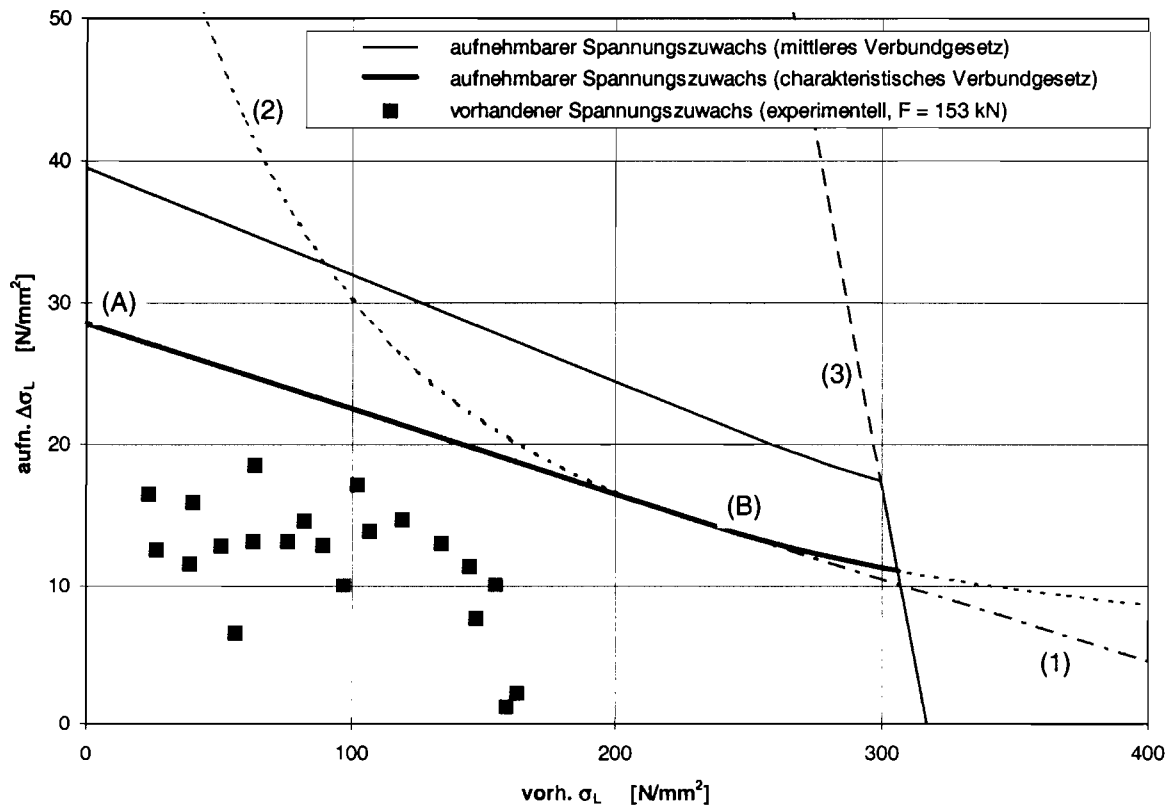


Bild 6.9: Aufnehmbarer Spannungszuwachs *bb2*

Damit ist der Nachweis der Zugkraftdeckung erbracht. Der Grund für die schlagartige Ablösung der Stahllasche dürfte somit in den bei Erreichen der Bruchlast entstandenen Schubrissen in den Messachsen 3, 4, 6 und 7 liegen (siehe Bild B 9). Diese Schubrisse hatten

vertikale Rissuferversätze zur Folge, die aufgrund der großen Steifigkeit der Lasche zum schlagartigen Abhebeln der Lasche führten.

6.5.3 Versuchskörper *bpl1*

Der Versuchskörper *bpl1* wurde in einem statischen Bruchversuch abgedrückt. Für die Versuchsdurchführung wurden einzelne Laststufen bei 11 kN (LS1), 14 kN (LS2), 18 kN (LS3) und 23 kN (LS4) je Lasteinleitungspunkt festgelegt. Nach Erreichen der jeweiligen Laststufe wurde die Last konstant gehalten und das sich einstellende Rissbild auf dem Versuchskörper markiert und mit der Nummer der jeweiligen Laststufe versehen. Als Bruchlast wurde die Kraft F_{max} = 28,3 kN je Lasteinleitungspunkt erreicht. Die während des Versuches aufgezeichnete Kraft F, Durchbiegung f und Laschendehnungen ε_L an den Messstellen A1, B1, A2 und B2 sind im Anhang B in einem Kraft-Verformungs-Diagramm (Bild B 14) und in einem Kraft-Dehnungs-Diagramm (Bild B 15) zusammengestellt. Dabei lagen die Messstellen B1, A2 und B2 im Bereich ungerissenen Betons. Der Dehnmessstreifen der Messstelle A1 lag zufälliger Weise exakt über einem Riss. Es ist ersichtlich, dass etwa bei einer Last von 21 kN, was 75 % der Bruchlast entspricht, und einer Dehnung von 1,5 ‰ die Stahllasche im Bereich der Messstelle A1 die Streckgrenze überschritt.

Während der Versuchsdurchführung bildete sich ein regelmäßiges Rissbild mit einem mittleren Rissabstand der Primärrisse von 14 cm aus. Nach Überschreiten der 4. Laststufe (>23 kN) kam es bei Erreichen der Maximallast F_{max} = 28,3 kN zum Betonversagen in der Druckzone in Balkenmitte. Verbundversagen zwischen Stahllasche und Beton konnte in keinem Bereich festgestellt werden.

6.5.4 Versuchskörper *bpl2*

Vor dem statischen Bruchversuch wurden auf den Versuchskörper *bpl2* 100 000 Lastwechsel mit einer planmäßigen Oberlast von F_O = 16,5 kN und einer planmäßigen Unterlast F_U = 2,5 kN aufgebracht. Die während dieser dynamischen Belastung aufgezeichneten Versuchsdaten sind im Anhang B in Tabelle B 4 und Tabelle B 5 dargestellt. Die dabei aufgeführten Laschendehnungen beziehen sich auf die Dehnungen unter den aufgebrachten Lasten. Die Betonstahl- bzw. Laschendehnungen unter dem Eigengewicht des Versuchskörpers sind dabei nicht berücksichtigt. Angegeben sind die Anzahl der Lastwechsel (LW), die Kraft F je Lasteinleitungspunkt in [kN], die Durchbiegung f in Plattenmitte in [mm] und die Laschendehnungen ε_L bzw. die Betonstahldehnungen ε_S in [µm/m] in den einzelnen Messpunkten. Die einzelnen Messwerte bei den entsprechenden Lastwechselzahlen sind in Tabelle B 4 nur für die Oberlast (OL) angegeben. Auf eine Angabe der Laschendehnungen bei der Unterlast wurde für den Versuchskörper *bpl2* verzichtet, da durch die sich wiederholende große Belastung an der Oberlast irreversible Durchbiegungen zurückgeblieben sind und so für die Unterlast größere Laschendehnungen ε_L als bei der Erstbelastung gemessen wurden. Messstellen mit ausgefallenen Dehnmessstreifen sind mit einem Bindestrich gekennzeichnet. Entsprechend den Angaben im Versuchsprogramm wurden zugleich in den Achsen 19, 25 und 30 die Stahldehnungen ε_S der einbetonierten Bewehrung aufgezeichnet. Die erhaltenen Ergebnisse sind in Tabelle B 5 für die einzelnen Lastwechsel zusammengestellt. Den Dehnmessstreifen der inneren Bewehrung ist in Tabelle B 5 der Buchstabe „I" vorangestellt. Der Ausfall von 3 auf die innere Bewehrung angebrachten Dehnmessstreifen vor bzw. während der Versuchsdurchführung ist mit eventuellen Beschädigungen der Dehnmessstreifen selbst bzw. der Lötstellen während des Betoniervorganges zu erklären.

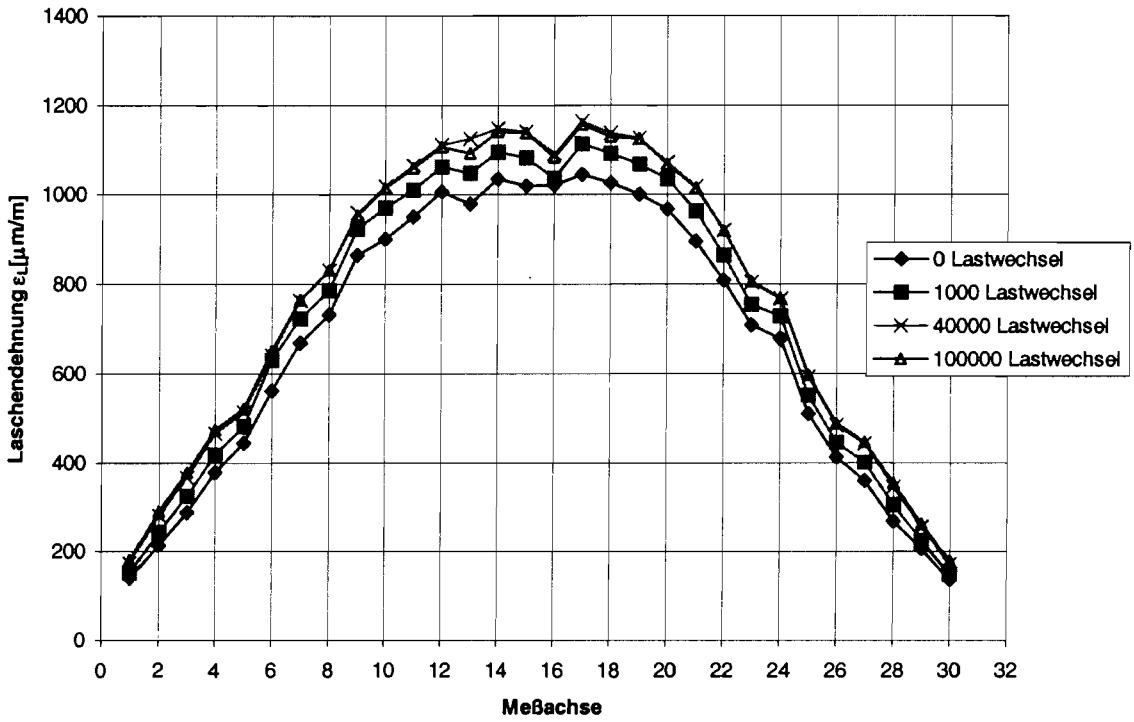


Bild 6.10: Mittelwerte der Laschendehnungen bei Oberlast im Biegeversuch *bpl2*

In Bild 6.10 sind die Mittelwertskurven der Laschendehnungen an den einzelnen Messachsen nach 0, 1000, 40000 und 100000 Lastwechsel in einem Diagramm zusammengefasst dargestellt. Aus dem Diagramm wird ersichtlich, dass die Laschendehnungen und damit die Spannungen in der Lasche mit der Zeit zunehmen. Dies ist auf Kriecherscheinungen und Spannungsumlagerungen zurückzuführen. Vor allem während den ersten 1000 Lastwechseln konnte eine deutliche Vergrößerung der Stahllaschendehnungen um bis zu 13% (Messachse 6 und Messachse 28) beobachtet werden. Die Lasteinleitungspunkte des Versuchskörpers lagen in der Messachse 12 und in der Messachse 19. Auch bei der einbetonierten Betonstahlbewehrung konnte eine deutliche Zunahme der Betonstahldehnungen ε_S über die Zeit festgestellt werden. In Bild 6.11 sind die Betonstahldehnungen ε_S nach 0 und 100000 Lastwechseln bei der Oberlast F_O = 16,5 kN für die Messachsen 19, 25 und 30 dargestellt. Zum Vergleich sind die zum selben Zeitpunkt vorhandenen Dehnungen des Laschenstahls über die Bauteillänge in das Diagramm mitaufgenommen.

Während der Schwingungsphase wurde der Versuch weggesteuert gefahren. Nach ca. 30000 Lastwechseln (LW) konnte eine im Vergleich zur Erstbelastung (F_O = 16,5 kN) verringerte Oberlast von nur noch 15,0 kN festgestellt werden. Daraufhin wurde die Schwingungsamplitude nachreguliert. Damit einher ging eine Vergrößerung der Oberlast zurück auf den Ausgangswert und damit eine Vergrößerung der Stahllaschen- bzw. Betonstahldehnungen. Der Sprung der Stahldehnungen zwischen LW 30000 und LW 35000 ist in Tabelle B 4 und in Tabelle B 5 ersichtlich.

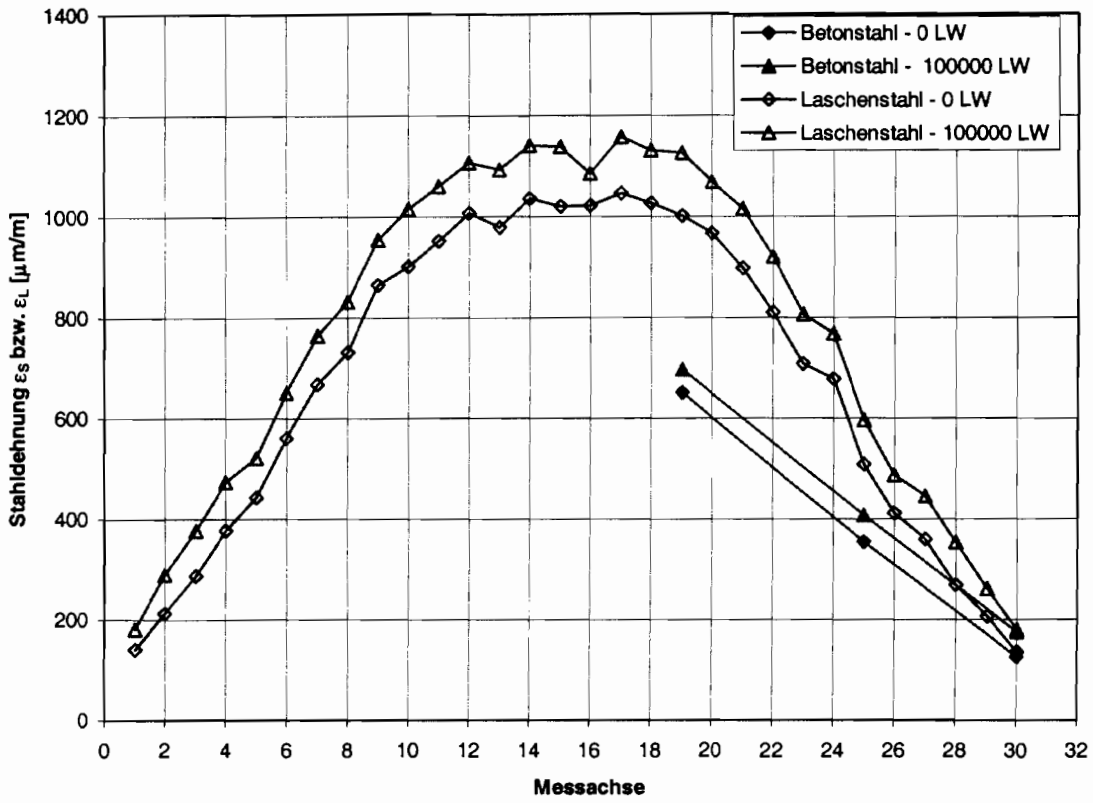


Bild 6.11: Stahldehnung ε_S bzw. ε_L bei der Oberlast F_O=16,5 kN im Biegeversuch *bpl2*

Der statische Bruchversuch wurde ca. 3 Tage nach Beendigung der 100000 Lastwechsel durchgeführt. Dabei wurde der Versuchskörper in mehreren Laststufen zu Bruch gefahren, die in Tabelle B 3 dargestellt sind. Nach Laststufe 2 (Nummer im Rissbild „1"), Laststufe 8 (Nummer im Rissbild „2") und nach Ende des Bruchversuches (Nummer im Rissbild „3") wurde das Rissbild (siehe Bild B 11) an der Platte markiert. Die im Rissbild mit der Zahl „0" markierten Risse entsprechen dem Rissbild an der Oberlast F_O = 16,5 kN vor Durchführung der 100000 Lastwechsel. Die während des statischen Bruchversuches aufgezeichneten Laschendehnungen ε_L sind im Anhang B in Tabelle B 6, die aufgezeichneten Betonstahldehnungen ε_S in Tabelle B 7 zusammengestellt. Als Bruchlast wurde eine im Vergleich zum Versuch *bpl1* größere Kraft F_{max} = 31,5 kN je Lasteinleitungspunkt erreicht. Dies ist vermutlich u. a. auf die Tatsache zurückzuführen, dass in den Versuchskörper *bpl2* aus transport- und lagerungstechnischen Gründen zusätzlich 2 Betonstahlstäbe mit Durchmesser d_S = 6 mm als Druckbewehrung eingebaut wurden. Nach Beendigung des Versuches konnte im keinem Bereich ein Verbundversagen des Klebeverbundes festgestellt werden. Während der Versuchsdurchführung fand keine weitere Teilung des mit Hilfe der Anrissbleche vorgegebenen Rissabstandes statt. Nach Überschreiten von Laststufe 12 (> 31,4 kN) konnte die identische Versagensform wie im Versuch *bpl1* beobachtet werden. Es trat ein Betonbruch in der Druckzone des Versuchskörpers auf. In der letzten Belastungsphase kurz vor dem Versagen der Druckzone nahm die Durchbiegung der Platte bei nahezu konstanter Last und damit die Einschnürung der Druckzone stark zu. Das Kraft – Verformungsdiagramm für die Durchbiegung in Balkenmitte ist in Bild 6.12 dargestellt. Nach der Durchführung der 100000 Lastwechsel konnte eine verbleibende Durchbiegung der Versuchsplatte von 9 mm gegenüber der Durch-

biegung vor den 100000 Lastwechseln unter Eigengewicht gemessen werden. Diese Vorverformung ist in Bild 6.12 mitberücksichtigt.

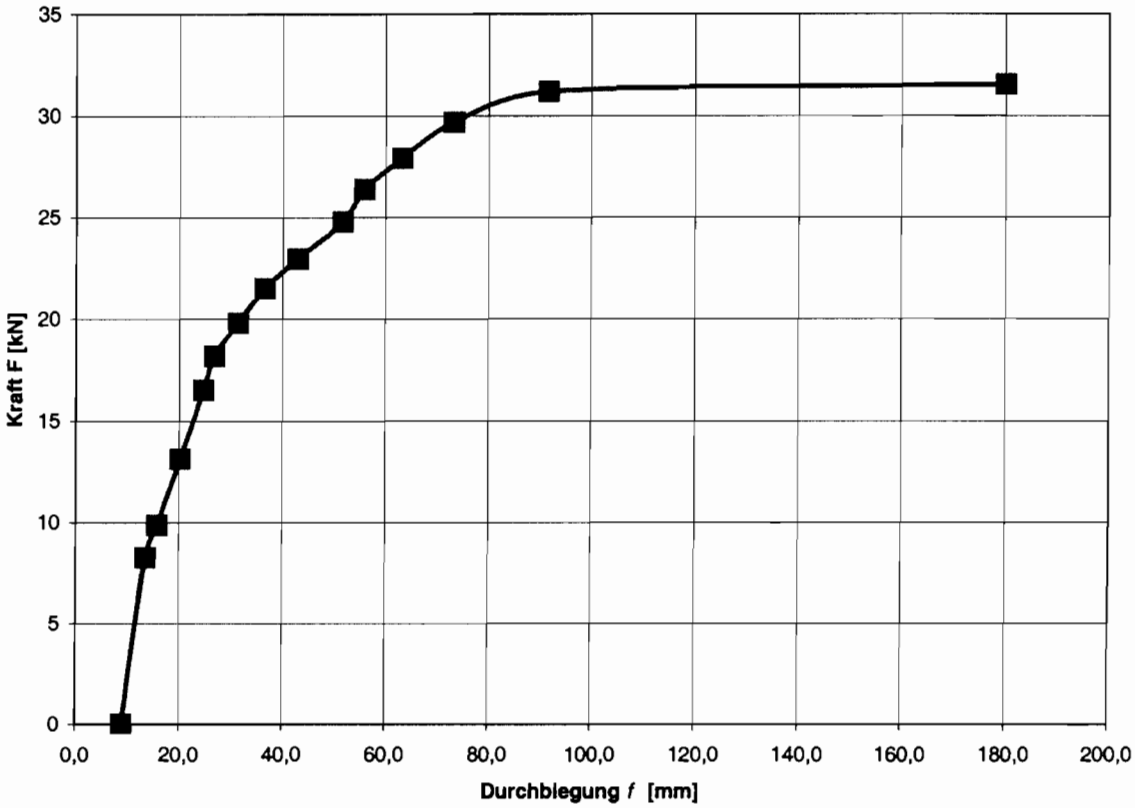


Bild 6.12: Kraft – Verformungsdiagramm *bpl2*

Bei der Betrachtung der Stahldehnungen im Bruchversuch überschritt der Laschenstahl im Bereich der größten Momentenbeanspruchung (Messachsen 12 bis 19) z. T. bereits nach Laststufe 4 die Streckgrenze (siehe Tabelle B 6). Aus Zugversuchen ergibt sich für den Laschenstahl eine Streckgrenzendehnung von 1,7 ‰.

In Bild 6.13 sind die Dehnungen des Betonstahls im Bruchversuch für die Messachsen 19, 25 und 30 dargestellt. Aus der Erstbelastung und der Belastung während der Schwingungsphase verblieb eine geringe Vordehnung des Betonstahls, die in dem Diagramm berücksichtigt ist. Die Dehnungslinie für die Messachse 19 ist im wesentlichen durch 2 Knicke gekennzeichnet. Der erste Knick bei der Kraft $F \approx 18{,}5$ kN bezeichnet den Zeitpunkt des Fliessens des Laschenstahls, der zweite Knick bei der Kraft $F \approx 31$ kN das Fliessen der Betonstahlbewehrung.

Beim Vergleich der Versuchsergebnisse der Versuche *bpl1* und *bpl2* lassen sich aufgrund der sehr guten Übereinstimmung hinsichtlich Laschendehnung, Bruchlast und Durchbiegung maßgebende verfälschende Einflüsse der im Versuchskörper *bpl2* eingelegten Anrissbleche ausschließen.

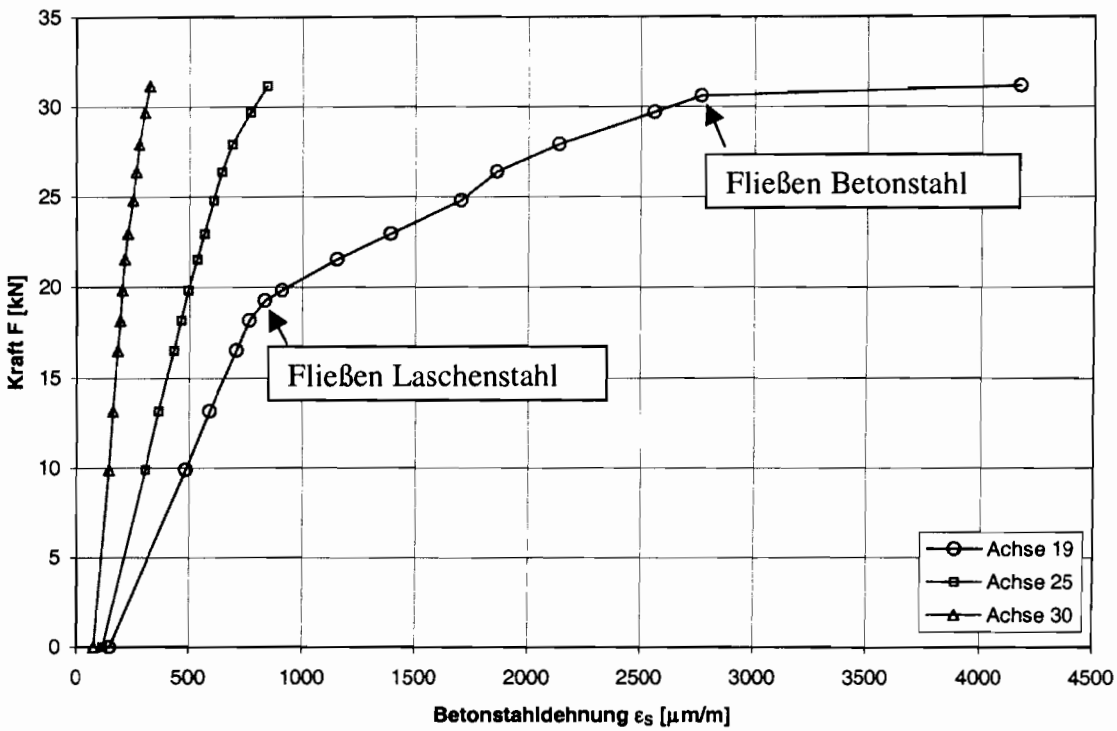


Bild 6.13: Betonstahldehnung ε_S im Bruchversuch *bpl2*

In den folgenden Bildern sind bei den experimentellen Laschendehnungen die Dehnungen unter dem Eigengewicht des Versuchskörpers mitberücksichtigt.

In Bild 6.14 sind die bei Erstbelastung des Versuchskörpers *bpl2* für eine Kraft F_O = 16,5 kN gemessenen Laschendehnungen über die Bauteillänge dargestellt. Zusätzlich sind die rechnerischen Laschendehnungen mit und ohne Versatzmaß eingezeichnet. Wie schon beim Versuchskörper *bb2* ist eine sehr gute Übereinstimmung der experimentellen Ergebnisse mit den rechnerischen Ergebnissen festzustellen. Die Berechnung der rechnerischen Laschendehnungen erfolgte wiederum unter Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte.

Für den Bruchzustand wird nachfolgend entsprechend den Versuchsauswertungen zum Biegeversuch *bb2* die Zugkraftdeckung entsprechend den Regelungen in der Richtlinie [33] überprüft. In Bild 6.15 sind vergleichend die experimentellen und die rechnerischen Laschendehnungen mit und ohne Versatzmaß für die Bruchlast F = 31,5 kN für die Bereiche linear elastischen Verhaltens der Lasche dargestellt. Bei der Betrachtung der experimentellen Laschendehnungskurve lassen sich für die Bereiche höherer Momentenbeanspruchung deutlich Biegeeffekte feststellen, die eine aufgrund der einseitigen Applikation der Dehnmessstreifen unkorrekte Messung der Laschendehnungen zur Folge hat. Dies ist auf die für den Zugkraftaufbau notwendigen lokalen Entkoppelungen an den Rissufern zurückzuführen.

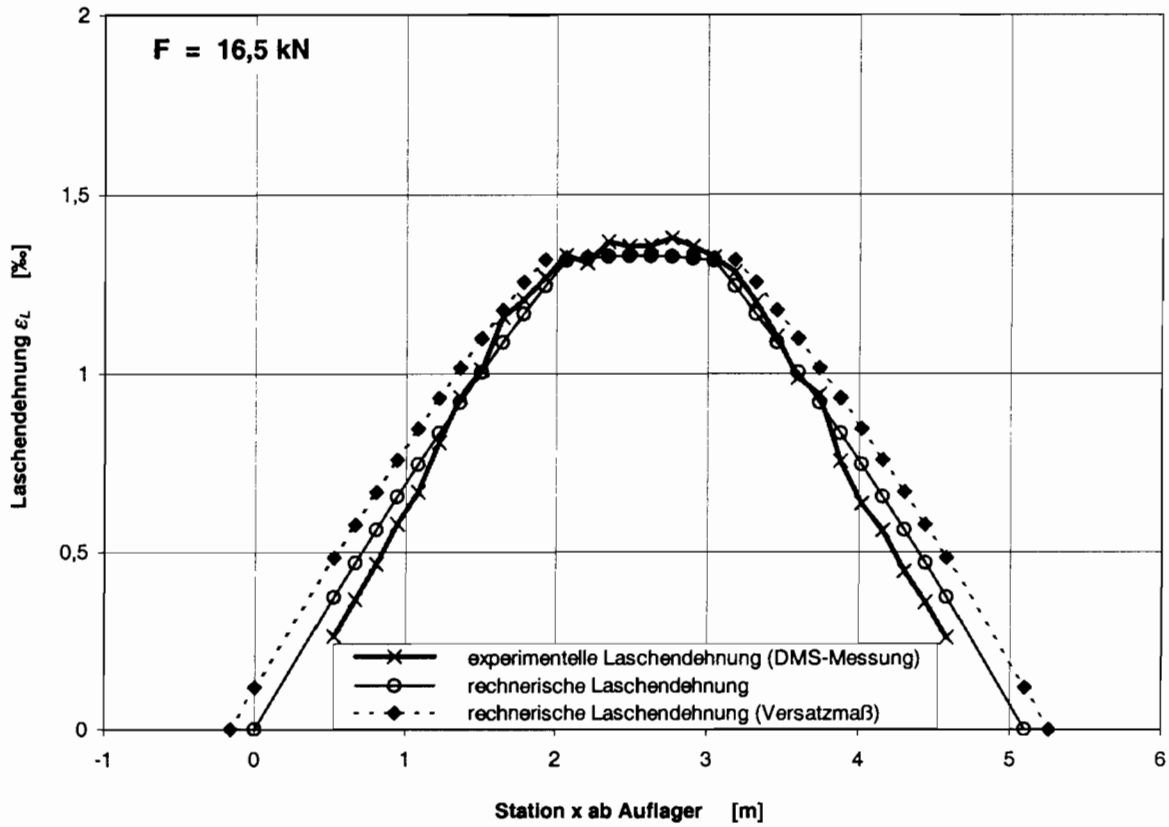


Bild 6.14: Vergleich der experimentellen und rechnerischen Laschendehnungen bei der Erstbelastung für die Kraft $F_O = 16{,}5\ kN$

Für einen Rissabstand a_R = 140 mm entsprechend dem Abstand der Anrissbleche, wird nachfolgend der Zugkraftaufbau in der Lasche nachgeprüft. Wegen der in den DMS-Messungen nicht kompensierten Biegeeffekte werden die rechnerischen Laschendehnungen der versetzten Zugkraftlinie nach Bild 6.15 betrachtet. Der Nachweis der Endverankerung der Lasche am äußersten Biegeriss ist nach der Richtlinie [33] annähernd erfüllt:

aufn. $\sigma_{L,k,a}$ = 146,5 N/mm^2 ≈ vorh. $\sigma_{L,k,a}$ = <u>152,96</u> N/mm^2

Im Versuch konnten im Bereich der Endverankerung wie auch in den sonstigen Bereichen keine Verbundschädigungen festgestellt werden. Die Überprüfung des Zugkraftaufbaus zwischen dem äußersten Biegeriss und dem Ort der maximalen Momentenbeanspruchung erfolgt in Bild 6.16. Der vorhandene Spannungszuwachs liegt unter der Grenzlinie des aufnehmbaren Spannungszuwachses für das charakteristische Verbundgesetz (vgl. [33]).

Bei der Bemessung nach dem Konzept in der „Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen – Fassung Januar 2000“ [33] kann das Verbundtragverhalten korrekt abgebildet werden. Im Fall der Biegeplatte *bpl2* könnte nach diesem Konzept auf eine Beschränkung der Laschendehnungen verzichtet werden. Es muss lediglich die Grenzdehnung für den Betonstahl nach DIN 1045 (7.88), Abschnitt 17.2.2 eingehalten werden.

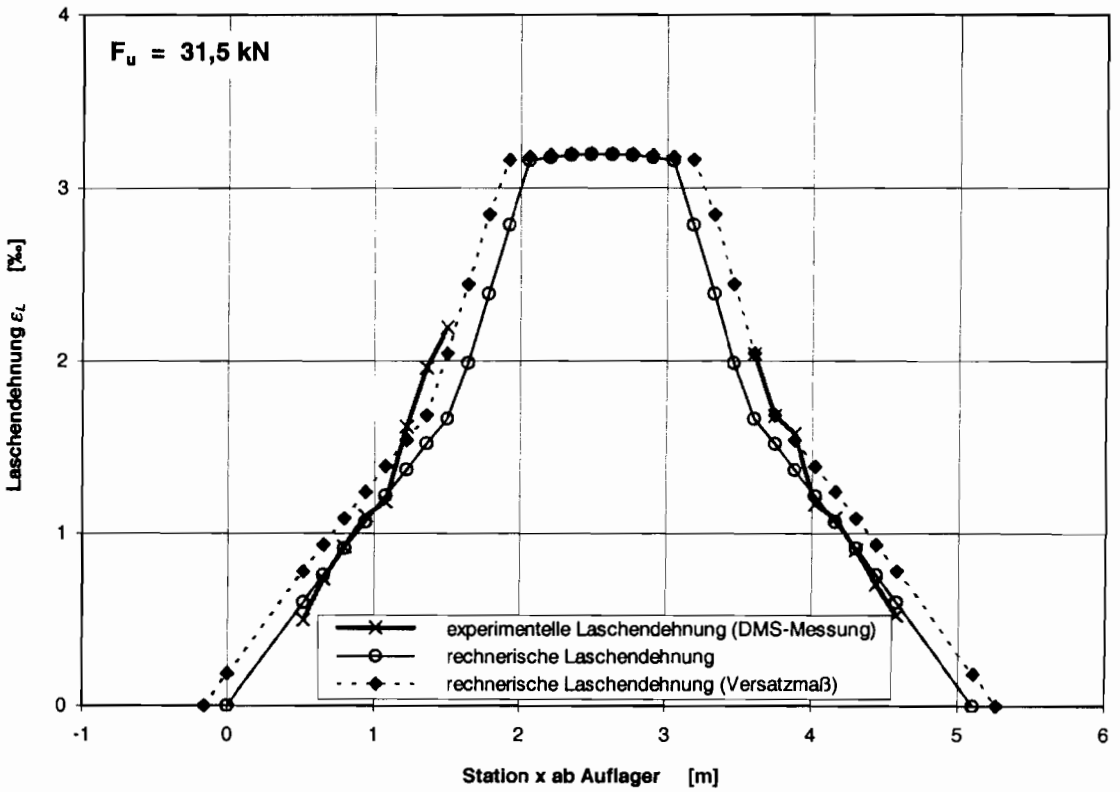


Bild 6.15: Vergleich der experimentellen und rechnerischen Laschendehnungen bei der Bruchlast *F = 31,5 kN*

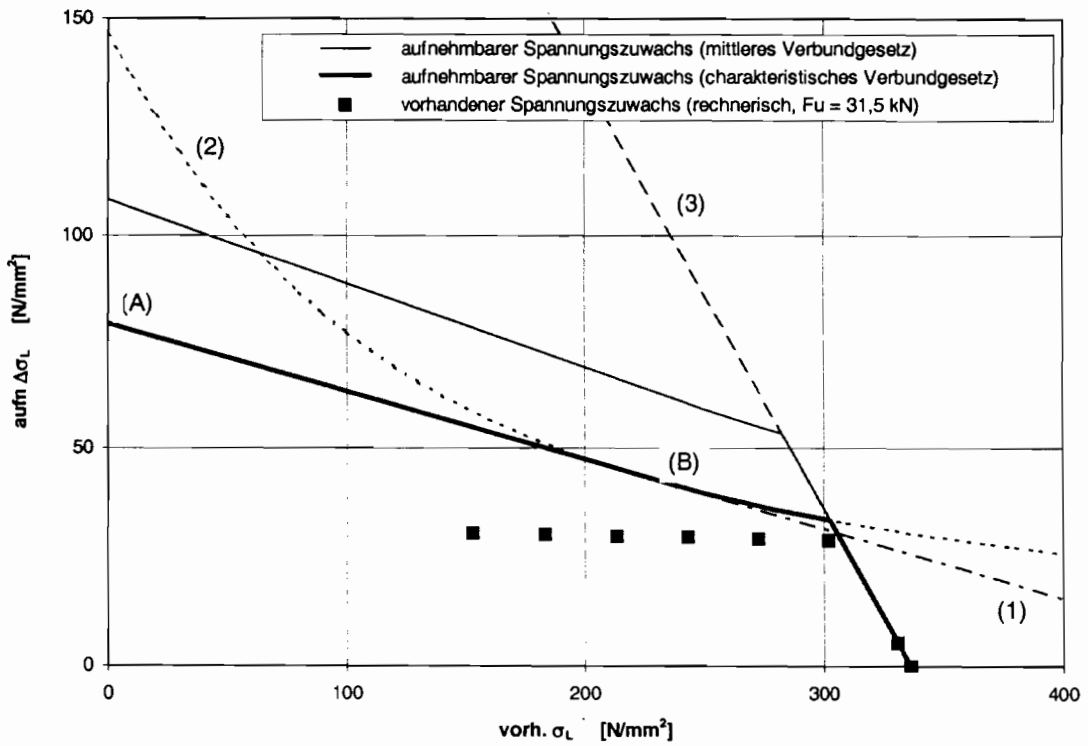


Bild 6.16: Aufnehmbarer Spannungszuwachs, *bpl2*

7 Schubversuche

7.1 Allgemeines

Im Rahmen des hier beschriebenen Forschungsvorhabens wurden insgesamt 6 Versuche zur Schubbemessungsproblematik durchgeführt. Die einbetonierte Schubbewehrung aller Versuchskörper wurde dabei so ausgeführt, dass ohne die Anordnung von geklebten Schublaschen die Schubbeanspruchung an der Obergrenze des Schubbereiches 2 für $\tau_{02} = 2{,}4$ N/mm^2 (B35) des verstärkten Balkens rechnerisch aufgenommen werden kann. Die Schubbewehrung wurde jeweils ungünstigst so gewählt, dass große vertikale Rissuferversatzmaße auftreten. In Tabelle 7.1 sind alle Versuche zur Schubbemessungsproblematik zusammengefasst.

Bei allen Schubversuchen kamen in den Querschnittsabmessungen identische Stahllaschen (150 mm × 6 mm) zum Einsatz. Als Betonstahllängsbewehrung wurden Betonstähle mit Durchmesser d_S = 20 mm verwendet. Um bei der Versuchsdurchführung möglichst große Rissuferversatzmaße bei Schubrissen zu erreichen wurde für die Bügelbewehrung ein möglichst großer Bügelabstand s_b = 19 cm und ein möglichst großer Stabdurchmesser d_S = 14 mm gewählt. Die Bemessung der Bauteile und die Anordnung der Bewehrung erfolgte nach den Regelungen der DIN 1045 (11.59) [11], um in den durchgeführten Versuchsreihen die in alten Bauteilen, die mit dieser Norm bemessen wurden, möglichen Gegebenheiten abbilden zu können.

Die Durchführung der Schubversuche erfolgte in 2 Versuchsreihen. In der ersten Versuchsreihe wurden in den Versuchen *sb1, sb2, sb3* und *sb4* die beschriebenen Parameter Belastungsanordnung, Biegeschlankheit und Bewehrungsanordnung variiert. Dabei handelte es sich ausschließlich um Versuchskörper ohne geklebte Schublaschen. Anschließend wurden die Versuche ausgewertet. Als Versuch mit der geringsten aufnehmbaren Schubbeanspruchung (ungünstigster Fall) stellte sich der Versuchskörper *sb1* heraus. In der zweiten Versuchsreihe wurden zwei mit *sb1* hinsichtlich Abmessungen und Bewehrungsanordnung identische Versuchskörper betoniert und anschließend mit weiteren im folgenden beschriebenen Zusatzmaßnahmen verstärkt.

Um die günstige Wirkung von Dübeln (*sb5*) und von geklebten Schublaschen (*sb6*) beurteilen zu können, wurden für die Versuche *sb5* und *sb6* diese zusätzlichen Elemente verwendet. Jansze [4] hat festgestellt, dass durch zusätzliches Anbringen von vorgespannten Dübeln, die die Stahllasche gegen die Balkenunterseite andrücken, erhebliche Traglaststeigerungen erreicht werden können. Da nach den bauaufsichtlichen Zulassungen [6] Dübel als Sicherungsmaßnahme gegen das Herabfallen der Stahllaschen im Brandfall vorzusehen sind, sollte im Versuch *sb5* die günstige Wirkung vorhandener Dübel untersucht werden. Im Versuch *sb6* wurden anstelle der Dübel zusätzlich Schublaschen angeklebt, die nach der aktuellen Richtlinie [1] bemessen wurden. Im Gegensatz zu den Vorschriften der aktuellen Richtlinie [1] die für den Schubbereich 2 eine Verankerung der geklebten Stahllaschenbügel in der Druckzone vorsieht, wurden die Schublaschen allerdings nicht durch die Platte des Plattenbalkenquerschnittes durchgeführt und an der Oberseite des Versuchskörpers verankert, son-

dern lediglich am Steg des Plattenbalkens mit einer vorgegebenen Klebschichtdicke von $t_g = 1$ mm verklebt.

7.2 Versuchskörper und Versuchsaufbau

7.2.1 Versuchskonzeption

Bei der Konzeption der Versuchskörper der Schubversuche wurden folgende Ziele verfolgt:

- Einbetonierte Schubbewehrung ausreichend dimensioniert für verstärkten Zustand
- keine verminderte Schubdeckung
- 100% Schrägaufbiegung möglich (Versuch *sb4*)
- Schubbewehrung in Form von Bügeln und Schrägaufbiegungen ungünstigst angeordnet
- große Bügeldurchmesser ($d_s = 14$ mm)
- große Bügelabstände ($s_{bü} = 19$ cm)
- möglichst hoher Verstärkungsgrad η
- ungünstige Belastung mit Einzellasten
- Wahl eines ungünstigen Verhältnisses der Schubschlankheit für Schubversagen ($a/h \approx 2{,}5$) nach [14], [19]
- Vermeidung auflagernaher Einzellasten ($a/h > 2{,}0$) nach [14]
- Verwendung kleiner Laschendicken zur Vermeidung eines Verankerungsversagens der geklebten Lasche

Tabelle 7.1: Versuchsparameter Schubversuche

Versuch	b_L [mm]	t_L [mm]	l_L [mm]	a_{sw} [cm²/m]	A_s [cm²]	h_m [m]	Beschreibung der Parameter
sb1	150	6	2750	16,2 (∅ 14/19)	12,6 (4 ∅ 20)	0,405	Grundversuch; 4 – Punktversuch
sb2	150	6	3250	16,2 (∅ 14/19)	18,8 (6 ∅ 20)	0,393	6 – Punktversuch
sb3	150	6	3750	16,2 (∅ 14/19)	25,1 (8 ∅ 20)	0,388	Vergrößerung der Biegeschlankheit
sb4	150	6	2750	Schrägauf-biegung	12,6 (4 ∅ 20)	0,405	Anordnung von Schrägaufbiegung
sb5	150	6	2750	16,2 (∅ 14/19)	12,6 (4 ∅ 20)	0,405	Anordnung von Dübeln
sb6	150	6	2750	16,2 (∅ 14/19)	12,6 (4 ∅ 20)	0,405	Anordnung von geklebten Schublaschen

In Tabelle 7.1 sind die durchgeführten Schubversuche zusammengefasst. Aufgeführt ist die Laschenbreite b_L, die Laschendicke t_L und die Laschenlänge l_L, die Fläche der Betonstahllängsbewehrung A_s, die mittlere statische Nutzhöhe der Längsbewehrung h_m, die Betonstahlbügelbewehrung a_{sw} sowie eine Beschreibung der im Vergleich zum Grundversuch *sb1* variierten Parameter. Die Betondeckung c für die Längsbewehrung betrug bei allen Versuchskörpern c = 3,5 cm.

In den folgenden Bildern sind die Querschnitte und die Versuchskörper schematisch dargestellt. Die angegebene Länge im Längsschnitt bezeichnet das Achsmaß zwischen den Auflagerpunkten. Detaillierte Bewehrungszeichnungen und die Messachsen der Dehnmessstreifen zu den Versuchen *sb1* bis *sb6* sind im Anhang C in Bild C 1 bis Bild C 11 aufgeführt.

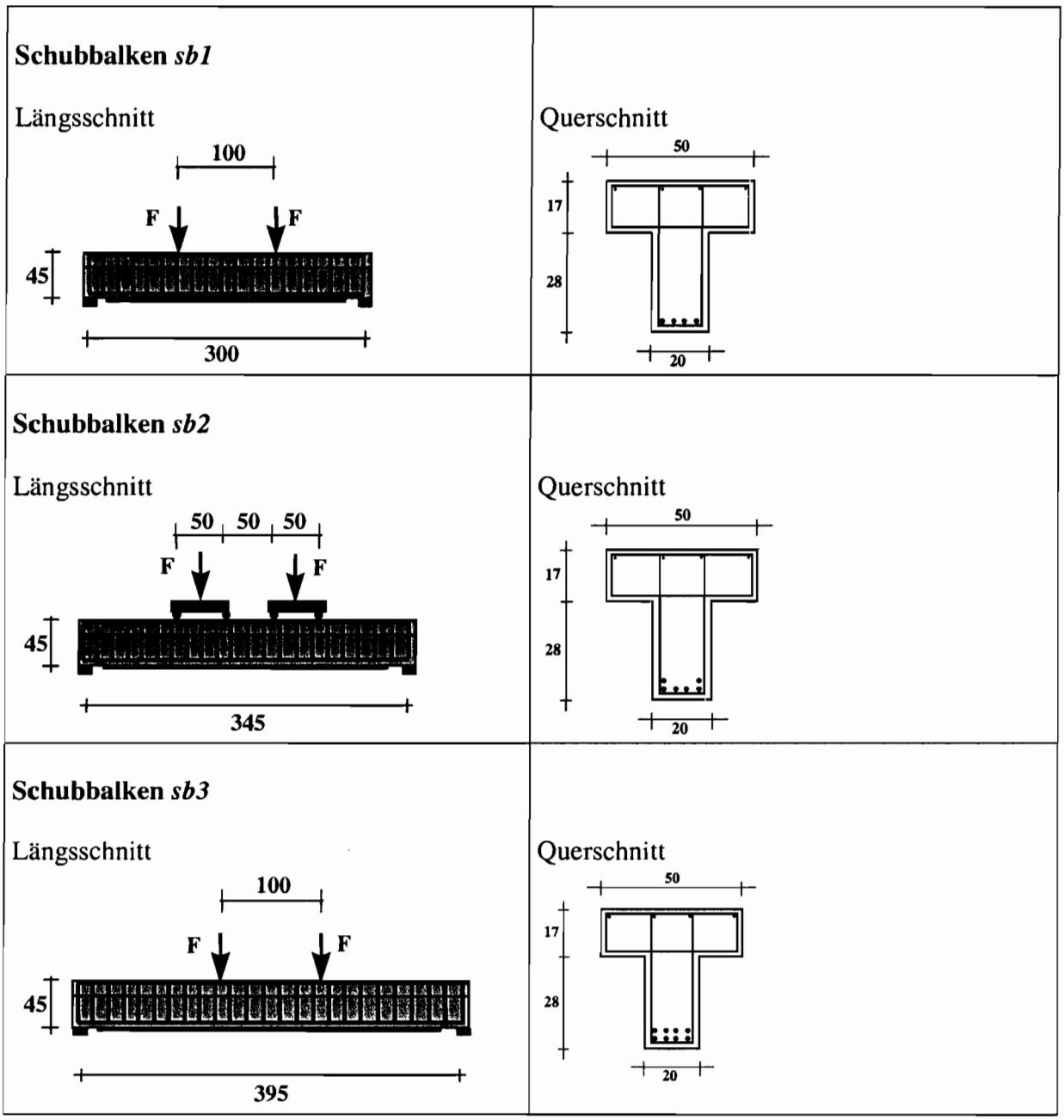
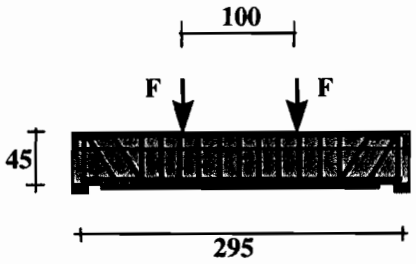


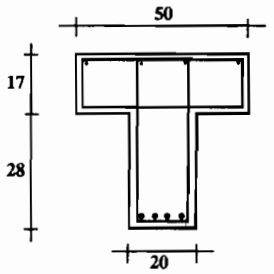
Bild 7.1: Prinzipskizzen der Schubversuche *sb1*, *sb2* und *sb3*

Schubbalken *sb4*

Längsschnitt

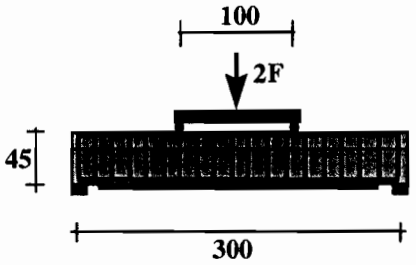


Querschnitt

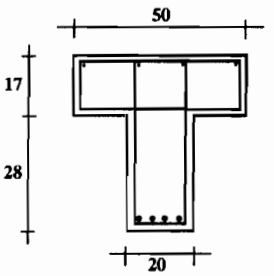


Schubbalken *sb5*

Längsschnitt

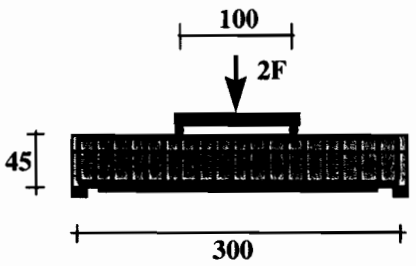


Querschnitt



Schubbalken *sb6*

Längsschnitt



Querschnitt

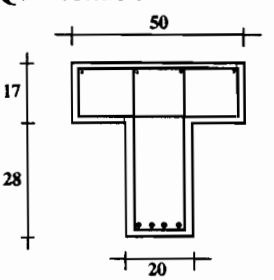


Bild 7.2: Prinzipskizzen der Schubversuche *sb4*, *sb5* und *sb6*

Die Auflagerungsverhältnisse aller Schubversuche stellten sich entsprechend Bild 7.3 dar. Im Versuche *sb1*, *sb5* und *sb6* betrug der Abstand Auflagerachse - Laschenende $a+f$ = 12,5 cm und in den Versuchen *sb2*, *sb3* und *sb4* betrug $a+f$ = 10,0 cm. Der Abstand Auflagerkante – Laschenende ergab sich in allen durchgeführten Versuchen zu f = 5 cm.

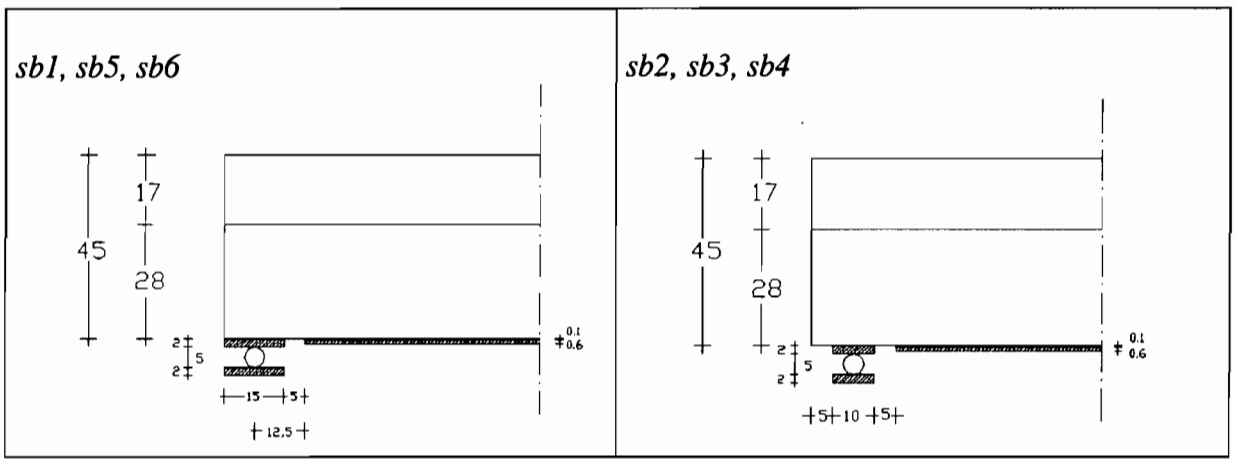


Bild 7.3: Auflagerungsverhältnisse bei den Schubversuchen

Ein optimale Konzeption der Versuchskörper nach den oben beschriebenen Gesichtspunkten stellte sich als äußerst schwierig heraus. Primäres Ziel der Versuchskonzeption war die Tatsache, dass im verstärkten Zustand rein rechnerisch auf Gebrauchslastniveau Schubspannungen $\tau = \tau_{02}$ an der Obergrenze des Schubbereiches 2 mit der einbetonierten Schubbewehrung (Bügel bzw. Bügel mit Schrägaufbiegungen) aufnehmbar sein sollen, um zu prüfen, ob im Schubbereich 2 auf in der Druckzone verankerte Laschenbügel verzichtet werden darf. Zudem sollte für die Versuchskörper ein möglichst großer Verstärkungsgrad η erreicht werden. Da unter Vorgabe gewisser geometrischer Abmessungen bei einem maximal zulässigen Verstärkungsgrad $\eta = 2{,}0$ große Laschenquerschnitte mit ca. 10 mm dicken Laschen erforderlich gewesen wären, die zu Verankerungsproblemen der Lasche geführt hätten, wurde das Kriterium Verstärkungsgrad $\eta = 2{,}0$ bei der Versuchskonzeption fallengelassen.

Die Biege- und Schubbemessung der Versuchskörper erfolgte nach den Regeln der DIN 1045 (11.59) [11]. Dabei wurden alle Versuchskörper mit dem identischen Betonquerschnitt hergestellt. Bei der Schubbemessung wurde auf die verminderte Schubdeckung entsprechend den Regelungen der DIN 1045 (11.59) [11] verzichtet. Bei der Versuchskörperkonzeption wurde abweichend von den Regelungen der DIN 1045 die Bemessung mit den in Nebenversuchen für den Beton und Betonstahl bestimmten und im Anhang A aufgeführten mittleren Materialkennwerten durchgeführt. Die innere Schubbewehrung aller Versuchskörper wurde für eine auf Gebrauchslastniveau aufzunehmende Schubspannung $\tau = 2{,}4$ N/mm^2 für einen Beton der Güte B35 ermittelt. Damit ergaben sich für alle Versuchskörper außer *sb2* und *sb4* identische Bügelbewehrungsgrade (Bügeldurchmesser d_s = 14 cm, Bügelabstand a = 19 cm). Im Versuchskörper *sb2* wurden im mittleren Balkenbereich zwischen den beiden äußeren Lasteinleitungspunkten Schubbügel mit Durchmesser d_s = 10 cm im Abstand von a = 19 cm eingebaut (siehe Bild C 2). Im Versuchskörper *sb4* wurden im auf Querkraft hochbeanspruchten äußeren Balkenbereich lediglich Schrägaufbiegungen aus den Längsbewehrungsstäben zur Schubkraftdeckung herangezogen. Im mittleren Balkenbereich wurde das mit den anderen Versuchskörpern identische Bügelraster verwendet (siehe Bild C 4). Die Biegebemessung erfolgte unter Berücksichtigung der Angaben aus [1]. Dabei erfolgte die Biegebemessung unter der Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte. Die Aufteilung der Zugkräfte auf die beiden Bewehrungsstränge (Betonstahl und Laschenstahl) erfolgte entsprechend der inneren Hebelarme unter Berücksichtigung des inneren Kräftegleichgewichts. Der erforderliche Laschenquerschnitt berechnete sich dabei unter Ausnutzung der zulässigen Stahllaschendehnung von *grenz* $\varepsilon_L = 2$ ‰. Alle Versuchskörper wurden mit Laschen gleichen

Querschnitts (6 mm x 150 mm) versehen. Um die aufgrund verschiedener Trägerlängen unterschiedlichen Biegezugkräfte aufnehmen zu können wurde bei den Versuchskörpern lediglich die innere Betonstahllängsbewehrung variiert.

7.2.2 Vorbelastung der Versuchskörper

Aufgrund der Begrenzung der Laschendehnung auf $\varepsilon_L \leq 2{,}0$ ‰ kann die vorhandene Betonstahlbewehrung nicht bis zur Streckgrenze hin ausgenutzt werden. Darüber hinaus sind in der Praxis an zu verstärkenden Balken und Plattenbalken bereits gerissene Querschnitte und damit Vordehnungen der Betonstahlbewehrung vorhanden. Aus diesen Gründen wurde auf alle Versuchskörper gezielt eine Vordehnung der Betonstahlbewehrung von etwa 0,5 ‰ aufgebracht, um für den verstärkten Zustand rechnerisch Dehnungen im Betonstahl größer der Streckgrenzendehnung und somit höhere Querkraftbeanspruchungen erreichen zu können. Zusätzlich konnte mit dieser Maßnahme die Querschnittsgröße und damit die Dicke der Laschenbewehrung in Grenzen gehalten werden und damit die Schubversuche unabhängig von der Verankerungsproblematik behandelt werden. In Bild 7.4 ist die Konstruktion zur Vordehnung der Versuchskörper in einer Prinzipskizze, in Bild 7.5 in einer Photographie dargestellt.

Der Versuchskörper wurde dabei mit der zu beklebenden Seite nach oben mittig auf ein Kantholz aufgelagert und mit Spannstählen gegen den Boden verspannt. Mit Hilfe eines Hydraulikzylinders wurde anschließend auf einer Seite eine vorgegebene Belastung F_V aufgebracht, die zu Dehnungen im eingebauten Betonstahl von etwa $\varepsilon_S = 0{,}5$ ‰ führten. Bei der gewünschten Kraft F_V wurden die Stahlträger mit Hilfe von Muttern fest fixiert. Damit konnte eine konstante Kraftaufbringung garantiert werden. Um sich einstellende Kriecheffekte auszugleichen, wurde der Versuchkörper von Zeit zu Zeit nachgespannt. In Tabelle 7.2 sind die auf die Versuchskörper *sb1* bis *sb6* mit Hilfe des Hydraulikzylinders aufgebrachten Vorbelastungen F_V zusammengefasst.

Tabelle 7.2: Aufgebrachte Belastungen F_V zur Vordehnung der Versuchskörper

Versuch	Belastung F_V [kN]
sb1	34
sb2	40
sb3	45
sb4	34
sb5	34
sb6	34

Alle Versuchskörper wurden mindestens 24 h mit der konstant gehaltenen Belastung F_V nach Tabelle 7.2 vorbelastet. Unter der Vorbelastung wurden anschließend die Stahllaschen auf der oben liegenden Seite des Versuchskörper angeklebt und mit Schraubzwingen angepresst (siehe Bild 7.5). Die Versuchskörper verblieben bei konstanter Vorbelastung F_V nach dem Verkleben bis zur Aushärtung des Epoxydharzklebers noch mindestens 48 h in der Konstruktion eingespannt. Am Ende der Vorbelastungsphase wurde das Rissbild aufgenommen und am Balken farbig markiert (siehe Bild C 12 bis Bild C 17). Anschließend wurden die Versuchskörper ausgebaut und dem eigentlichen Bruchversuch unterzogen.

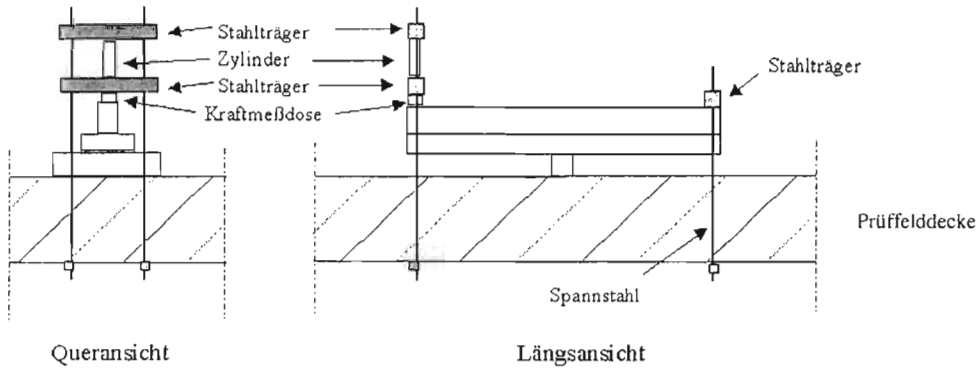


Bild 7.4: Konstruktion zur Vordehnung der Versuchskörper

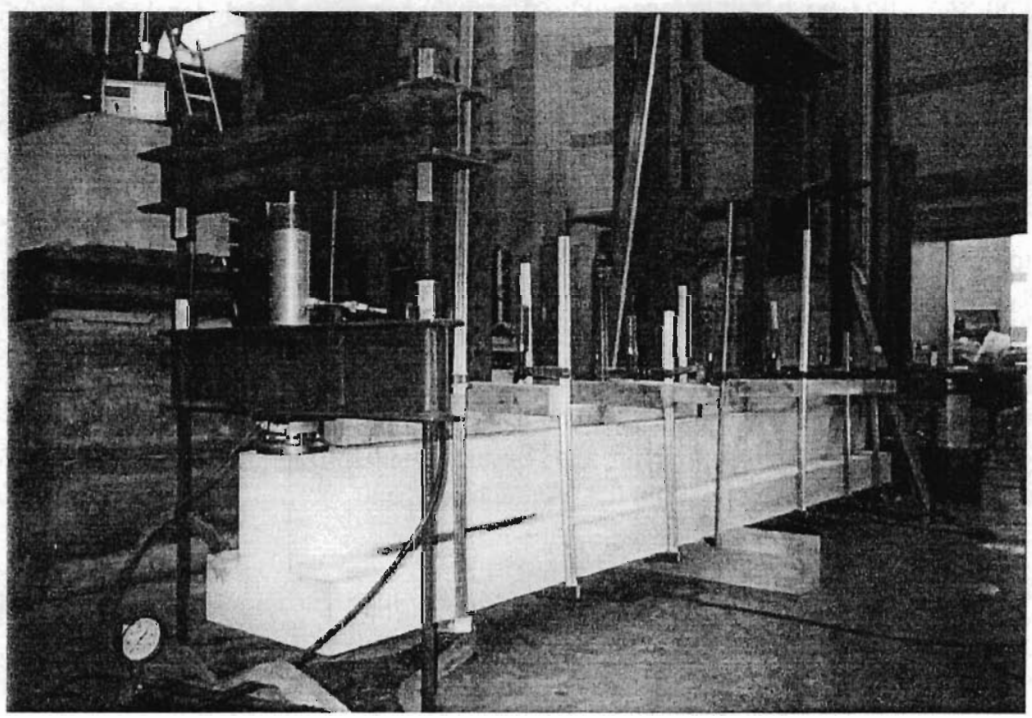


Bild 7.5: Aufbau zur Vordehnung der Versuchskörper

Bei den *Schubversuchen sb1, sb2, sb3* und *sb4* wurden für den statischen Bruchversuch zwei Prüfzylinder mit einer Maximallast von je 400 kN verwendet. Während der Versuchsdurchführung erbrachten beide Prüfzylinder gleich große Kräfte. Alle im folgenden angegebenen Lasten *F* für die Versuche *sb1, sb3* und *sb4* beziehen sich nicht auf Gesamtlasten, sondern auf die Last je Prüfzylinder. Beim Versuch *sb2* (6 - Punktversuch) beziehen sich die angegebenen Lasten ebenfalls auf die Last je Prüfzylinder. Bei den *Schubversuchen sb5* und *sb6* erfolgte die Belastung im statischen Bruchversuch mit nur einem Prüfzylinder (Maximallast des Prüfzylinders = 1000 kN). Die aufgebrachte Last wurde mit einem Stahlträger HEB 220 auf die beiden Lasteinleitungspunkte verteilt. Die angegebenen Lasten beziehen sich dabei auf die Last je Lasteinleitungspunkt.

7.2.3 Versuchskörper *sb5*

Nach Abschluss der Versuche *sb1, sb2, sb3* und *sb4* wurden die Ergebnisse hinsichtlich der maximal erreichten Bruchlasten miteinander verglichen. Die Bruchlasten sind in folgender Tabelle zusammengefasst. Dabei stellte sich der Grundversuch *sb1* als der Versuch mit der niedrigsten Traglast heraus.

Tabelle 7.3: Bruchlasten der Versuche *sb1, sb2, sb3* und *sb4*

Versuch	Bruchlast F
sb1	155 kN
sb2	165 kN
sb3	246 kN
sb4	183 kN

Die Ergebnisse aus dem Versuch *sb1* wurden als Grundlage für die Konzeption der weiteren Versuche *sb5* und *sb6* herangezogen. Die Versuchsparameter und der Versuchskörper des Versuches *sb1* wurden für die beiden weiteren Versuche unverändert übernommen. Im folgenden sollte untersucht werden, mit welchen Maßnahmen eine Steigerung der Bruchlast erreicht werden kann. Zu diesem Zweck wurden beim Versuchskörper *sb5* zusätzlich an den beiden Laschenenden je ein Dübel angeordnet. Verwendet wurden dabei Spreizdübel der Firma HILTI (HST M 12/20), die in Laschenlängsrichtung in einem Abstand von 2,5 cm vom Laschenende und in Laschenquerrichtung in der Mitte der Lasche angeordnet wurden. Bei der Erstellung des Versuchskörpers wurde in folgenden Schritten vorgegangen:

- Betonieren des Versuchskörpers
- Bohren der Löcher in die Stahllasche (Lochdurchmesser: 13 mm; Randabstand in Laschenlängsrichtung: 2,5 cm; in Laschenquerrichtung Loch in der Laschenmitte)
- Ankleben der Stahllasche auf den Betonkörper mit Hilfe der oben beschriebenen Konstruktion zur Vordehnung der Versuchskörper
- Erhärten des Klebers (48 h)
- Bohren der Dübellöcher in den Betonkörper (Lochdurchmesser: 12 mm; Lochtiefe: 100 mm)
- Einschlagen der Spreizdübel
- Anbringen der Dehnmessstreifen auf der Laschenoberfläche

Im Anschluss wurde der Versuchskörper in den Versuchsstand eingebaut. Unmittelbar vor der Versuchsdurchführung wurden die Muttern der Spreizdübel mit einem Drehmomentschlüssel mit einem vorher festgelegten Drehmoment M = 20 Nm angezogen. In Vorversuchen wurden in einer speziellen Einspanneinrichtung an 3 mit den im Versuch identischen verwendeten Spreizdübeln Untersuchungen hinsichtlich der in Dübelachse wirkenden Normalkraft angestellt. Dabei konnte in insgesamt 12 Testreihen bei einem Drehmoment von M = 20 Nm eine mittlere Normalkraft im Dübel von 10 kN erreicht werden. In der Literatur [4] wurden ebenfalls Versuche mit einer aufgebrachten Kraft von 10 kN durchgeführt, womit die Ergebnisse des Versuchskörpers *sb5* mit Ergebnissen aus diesen Versuchen vergleichbar sind.

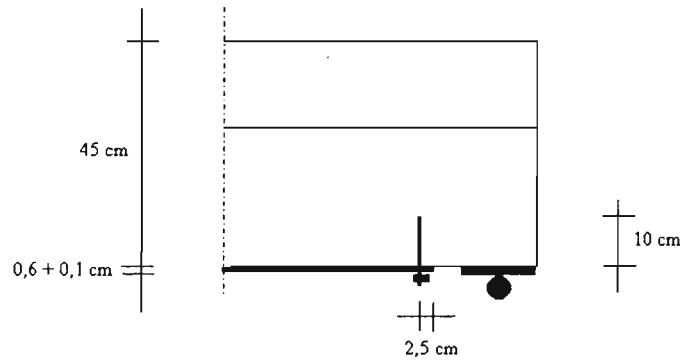


Bild 7.6: Anordnung des Spreizdübels am Laschenende, *sb5*

7.2.4 Versuchskörper *sb6*

Beim Versuchskörper *sb6* wurden im Vergleich zum Versuchskörper *sb1* zusätzlich aufgeklebte Schublaschen angeordnet. Die Bemessung der Schublaschen erfolgte nach den Regelungen des aktuellen Richtlinienentwurfes [1]. Abweichend zu den Angaben im Richtlinienentwurf erfolgte die Verankerung der Schublaschen allerdings lediglich durch Ankleben am Balkensteg. Da eine Verankerung der Schublaschen in der Druckzone entsprechend des Richtlinienentwurfes mit einem sehr großen Arbeitsaufwand verbunden ist (Durchbohren der Platte!), sollte im Rahmen dieses Versuches die ausreichende Wirksamkeit einer Verankerung lediglich am Steg des Plattenbalkens untersucht werden. Die Anordnung der geklebten Schublaschen ist in Bild 7.7 dargestellt. Verwendet wurden dabei je Trägerende insgesamt 3 der dargestellten Winkelpaare. Die Dicke der Schublaschen betrug 5 mm. An der Balkenunterseite wurden die Blechwinkel überlappend aufeinander angeklebt. Die Schublaschen wurde nach Aufbringen des Klebers sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung angepresst. Mit Hilfe 1 mm dicker Blechstreifen konnte eine kontrollierte Klebschichtdicke von 1 mm erreicht werden.

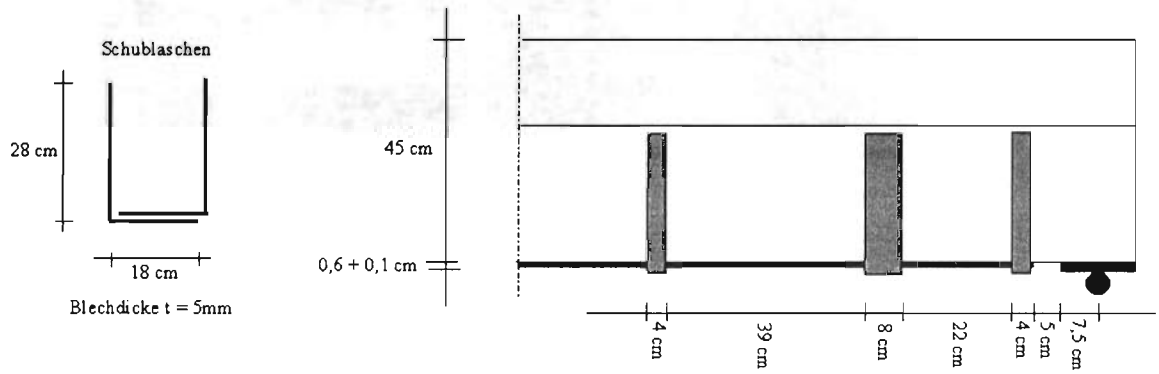


Bild 7.7: Anordnung der geklebten Schublaschen, *sb6*

7.3 Messtechnische Ausrüstung

Die messtechnische Grundausrüstung der Versuchskörper war jeweils für die Versuche *sb1, sb2, sb3, sb4, sb5* und *sb6* identisch. In Balkenmitte wurden mit induktiven Wegaufnehmern die Durchbiegungen f während der gesamten Versuchsdurchführung erfasst. Die aufgebrachten Kräfte F der Prüfzylinder wurden mit einer Kraftmessdose je Prüfzylinder gemessen. Zudem wurden mit auf der Laschenoberfläche applizierten Dehnmessstreifen die Laschendehnungen ε_L aufgezeichnet. Die einzelnen Messpunkte sind im Anhang C in Bild C 6 bis Bild C 11 angegeben. Die Lage der applizierten Dehnmessstreifen wurde entsprechend des Rissbildes aus der Vordehnung der Versuchskörper festgelegt. Dabei wurden bei allen Versuchskörpern je zwei Dehnmessstreifen auf der Laschenoberfläche im Bereich der Balkenmitte und im Bereich unter den Lasteinleitungspunkten angebracht. Beim Versuch *sb2, sb5* und *sb6* wurden zusätzlich Dehnmessstreifen auf die Oberfläche der Stahllasche am Ort des nach der Vordehnung aufgetretenen äußersten Biegerisses aufgeklebt. Alle Dehnmessstreifen wurden im Abstand von 1,5 cm vom Laschenrand auf die Stahllasche angeklebt. Zusätzlich wurden bei allen sechs Schubversuchen induktive Wegaufnehmer an vor bzw. während dem Bruchversuch entstandenen Schubrissen angeklebt, um den vertikalen Rissuferversatz zu erfassen. Das Anbringen dieser Wegaufnehmer erfolgte entsprechend Bild 7.8.

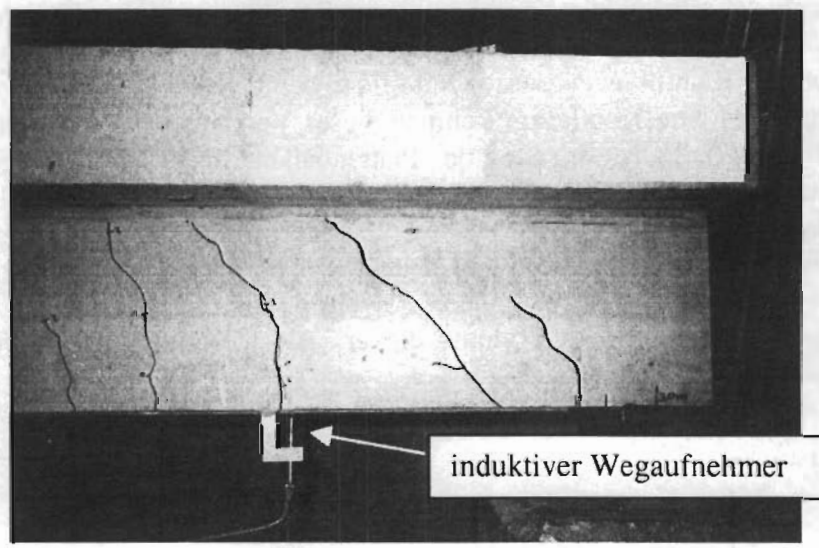


Bild 7.8: Induktive Wegaufnehmer zum Messen des vertikalen Rissuferversatzes

Hinsichtlich der Messung des vertikalen Rissuferversatzmaßes konnte in allen Versuchen übereinstimmend beobachtet werden, dass die an den Rissen aufgezeichneten Werte äußerst gering waren ($\Delta \leq 0{,}05$ mm) und somit keine Auswirkungen auf das lokale Versagen des Versuchskörpers hatten. Auf eine Angabe der Messdaten im Rahmen dieses Versuchsberichtes wurde aus diesen Gründen verzichtet.

7.4 Versuchsdurchführung

Bei den Schubversuchen handelt es sich um statische Bruchversuche. Vor dem statischen Bruchversuch wurden die Versuchskörper mit wenigen Lastzyklen im Gebrauchslastbereich belastet. Für den eigentlichen statischen Bruchversuch wurden einzelne Laststufen festgelegt. Die Laststufen zu den Versuchen *sb1, sb2, sb3, sb4, sb5* und *sb6* sind im Anhang C in Tabelle C 1 dargestellt. Alle Angaben zu den Lasten beziehen sich auf die Kraft je Einleitungspunkt (*sb1, sb3, sb4, sb5, sb6*) bzw. auf die Kraft je Prüfzylinder (*sb2*). Die in Tabelle C 1 mit Bruchlast bezeichneten Daten stellen diejenige Kraft dar, bei der es zur ersten lokalen Ablösung der Lamelle kam (*sb1, sb2, sb3* und *sb4*) bzw. bei der die erste wesentliche Schädigung des Versuchskörpers im Verbundbereich (*sb5, sb6*) auftrat. Während der Versuchsdurchführung wurden alle mit einer Frequenz von 1 Hz gemessenen Daten kontinuierlich aufgezeichnet. Nach jeder Laststufe wurde das sich einstellende Rissbild aufgenommen und am Balken farbig bzw. gestrichelt markiert. In Bild C 12 bis Bild C 17 im Anhang sind die Rissbilder mit den Nummern der einzelnen Laststufen dargestellt. Dabei bezeichnet die Zahl „0" den Zustand (Rissbild) nach der Vordehnung der Versuchskörper und die Zahlen „1" bis „4" die Risszustände nach den jeweiligen Laststufen. Mit gestrichelten Linien sind in Bild C 12 bis Bild C 17 die Risse markiert, die sich nach der letzten Laststufe bis zum Versagen der Versuchskörper einstellten. Die Durchführung der Schubversuche erfolgte lastgesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 5 kN/min.

7.5 Beschreibung und Auswertung der Schubversuche

7.5.1 Versuchskörper *sb1*

Der Versuch *sb1* stellt den Referenzversuch (Grundversuch) der gesamten Versuchsreihe zur Schubbemessungsproblematik dar. Ausgehend von diesem Versuchskörper wurden bei den weiteren Versuchen die oben beschriebenen Änderungen vorgenommen.

Nach Laststufe 1 (F = 55 kN) und Laststufe 2 (F = 110 kN) des Bruchversuches wurde das Rissbild am Balken markiert und mit den Nummern der Laststufen gekennzeichnet (siehe Bild C 12). Bei der Last **F = 155 kN** löste sich das Laschenende bei x = 12,5 cm auf einer Länge von ca. 38 cm vom Laschenende her ab. Die Bruchfläche verlief zum Teil in der Ebene Lasche – Kleber und zum Teil in den oberflächennahen Betonschichten. Die nach Laststufe 2 neu entstandenen Risse sind in Bild C 12 gestrichelt dargestellt. In den beiden folgenden Bildern ist das Rissbild im Bereich der abgelösten Lasche dargestellt. Die mit gepunkteten Linien markierten Risse stellen die zuletzt während der Belastungsphase F = 110 kN bis F = 155 kN entstandenen Risse dar. Auffällig war die Bildung von sehr flach verlaufenden Rissen im unteren Bereich des Balkens. Der in Bild 7.9 dargestellte sehr flach unter einem Winkel von etwa 25 ° verlaufende Riss I verlief quer durch den abgelösten Bereich. An diesem Riss konnte nach Versuchsende ein deutlicher Rissuferversatz von etwa 0,8 mm festgestellt werden. Ein Rissuferversatz in derselben Größenordnung konnte am Riss II festgestellt werden (Bild 7.10). Diese Beobachtungen lassen den Schluss zu, dass ausgehend von diesen flachen Rissen aufgrund des vertikalen Versatzes ein Abhebelung der applizierten Stahllasche die Folge war.

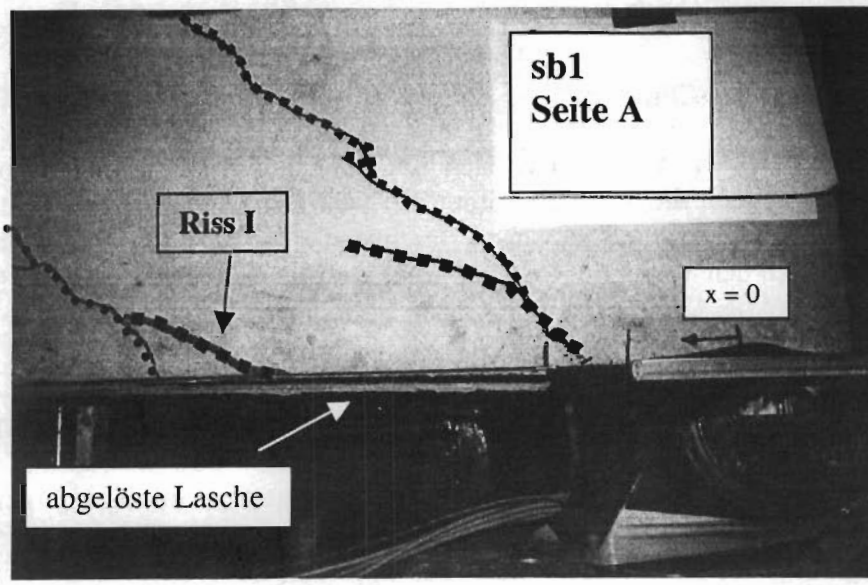


Bild 7.9: Versagen des Klebeverbundes am Versuchsbalken *sb1*, Seite A

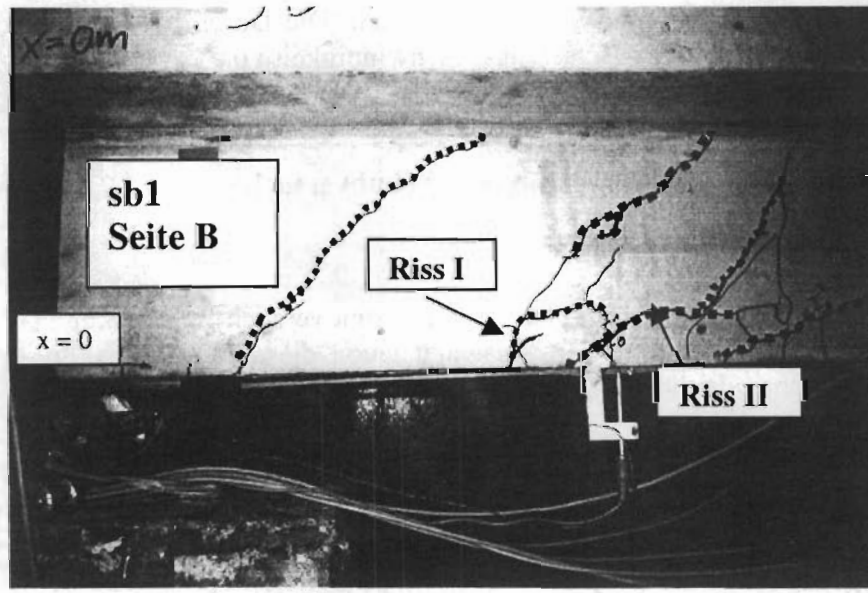


Bild 7.10: Versagen des Klebeverbundes am Versuchsbalken *sb1*, Seite B

Während der Versuchsdurchführung wurden an den beiden Rissen der Balkenkoordinaten x = 0,54 m (BR1) und x = 2,46 m (BR2) auf der Seite B des Versuchsträgers die vertikalen Rissuferversatzmaße mit Hilfe der im Abschnitt *Biegeversuche* beschriebenen und in Bild 7.10 dargestellten Messanordnung aufgezeichnet. Diese senkrecht nach oben verlaufenden Risse stellten nach der Vordehnung der Versuchskörper die äußersten Biegerisse dar. Wie in Bild 7.10 dargestellt bildete sich knapp neben dem Riss, an dem der vertikale Versatz gemessen wurde, der oben beschriebene Riss II aus, der aufgrund seines großen Versatzes für die Ablösung der Lasche ausschlaggebend war. Wie schon in Abschnitt 7.3 erwähnt, konnten an den beiden Rissen mit den induktiven Weggebern während des Versuches nur geringe Versatzmaße, hier kleiner als 0,03 mm gemessen werden. Am anderen Laschenende

(x = 2,875 m) und im mittleren Balkenbereich konnten keine Schädigungen des Klebeverbundes festgestellt werden.

Während der Versuchsdurchführung wurden am Versuchskörper *sb1* die Kraft *F* je Prüfzylinder, 6 Laschendehnungen (A1, A2, A3, B1, B2, B3), die Durchbiegung in Balkenmitte sowie 2 Rissuferversatzmaße (BR1, BR2) gemessen. In Bild C 18 ist das Kraft – Verformungsdiagramm bis zur Laschenablösung aufgeführt. Die auf der Ordinate aufgetragene Kraft bezeichnet die Kraft je Prüfzylinder. In Bild C 24 und Bild C 25 ist die Kraft *F* je Prüfzylinder über die Laschendehnungen an den Messstellen der auf der Laschenoberfläche angeklebten Dehnmessstreifen aufgetragen.

7.5.2 Versuchskörper *sb2*

Im Versuch *sb2* wurde die Belastungsart (6 – Punktversuch mit 4 Lasteinleitungspunkten) und damit einhergehend die Länge des Versuchsträgers verändert. Während des Bruchversuches wurde nach Laststufe 1, Laststufe 2 und Laststufe 3 das Rissbild am Balken markiert (siehe Bild C 13). Beim Markieren des Rissbildes bei der Laststufe 3 (**F = 165 kN**) wurden zuerst die Risse auf der Seite A des Versuchsbalkens angezeichnet. Nach Fertigstellung des markierten Rissbildes auf der Seite A des Versuchsbalkens konnte am Laschenende x = 3,35 m ein mehrmaliges Knacken vernommen werden. Unmittelbar danach kam es ohne weitere Laststeigerung zum schlagartigen Versagen des Klebeverbundes. Die dabei neu entstandenen Risse wurden gestrichelt markiert. Auf der Seite B des Versuchskörpers wurden anschließend die Risse bei der Laststufe 3 ebenso gestrichelt aufgezeichnet.

Die Versagensart war praktisch identisch mit dem Versagen beim Versuchskörper *sb1*. Die Lasche löste sich am Laschenende x = 3,35 m auf einer Länge von ca. 52 cm schlagartig ab. Die Bruchfläche in diesem Bereich verlief in der Ebene Stahllasche – Kleber, was als Adhäsionsbruch bezeichnet wird. In Bild 7.11 ist der Bereich der abgelösten Lasche dargestellt.

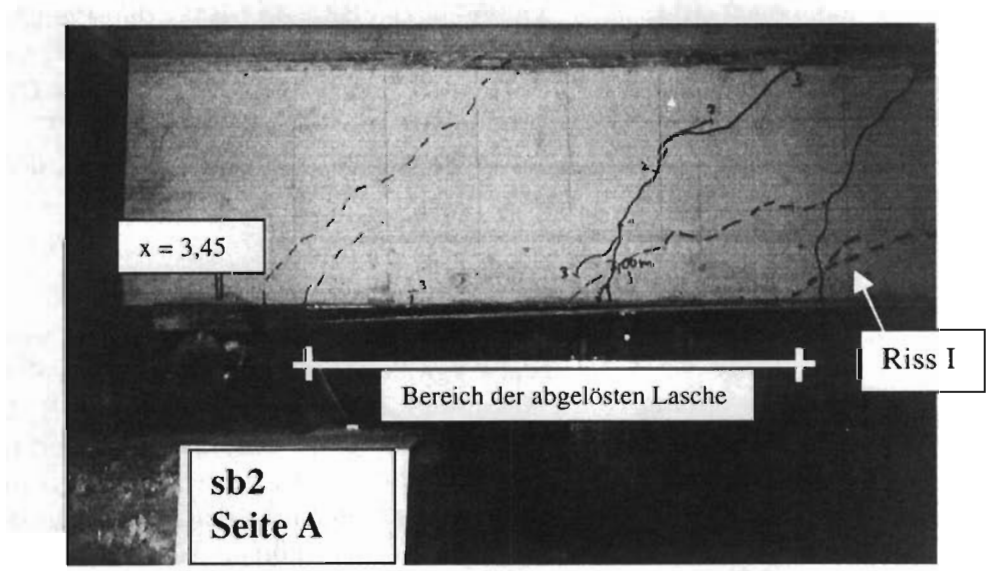


Bild 7.11: Versagen des Klebeverbundes am Versuchsbalken *sb2*, Seite A

Es sind wiederum, wie auch schon beim Versuch *sb1*, ausgeprägte flache in Bild 7.11 gestrichelt dargestellte Risse im Laschenendbereich aufgetreten, die große Rissuferversatzmaße zur Folge hatten. Nach Versuchsende konnte am Riss I ein vertikaler Versatz an der Unterseite

des Balkens von etwa 0,7 mm gemessen werden. Diese Beobachtungen lassen erneut auf eine Abhebelung der applizierten Stahllasche infolge Rissversatz schließen. In Bild 7.12 ist der Rissversatz in der Kleberschicht dargestellt. Am anderen Laschenende und im mittleren Balkenbereich konnten dagegen keine Schädigungen des Klebeverbundes festgestellt werden.

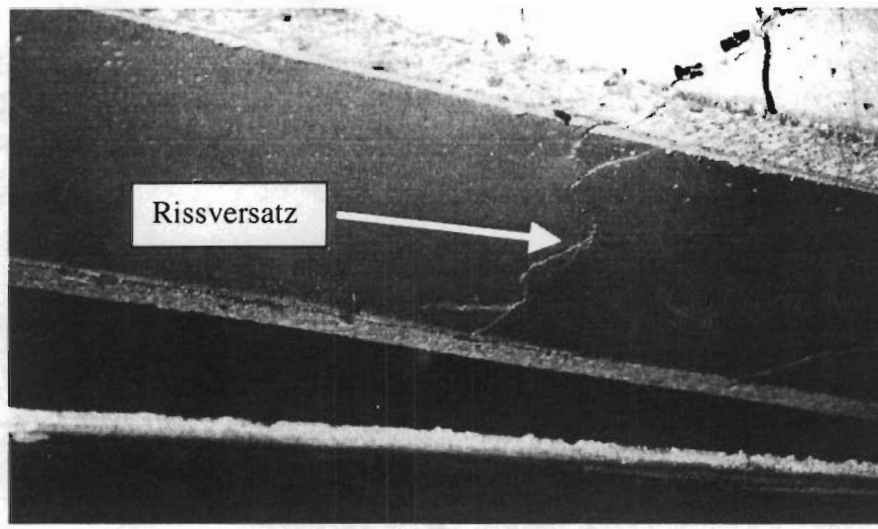


Bild 7.12: Rissversatz in der Kleberschicht, *sb2*

Im Vergleich zum Versuchskörper *sb1* konnten in geringem Maße höhere Bruchlasten bis zur Laschenablösung erreicht werden, was vor allem in der günstigeren Lasteintragung begründet ist. Die während der Versuchsdurchführung aufgezeichneten Rissuferversatzmaße an den Messstellen AR1 und BR1 lieferten Werte $\Delta \leq 0{,}04$ mm, die hinsichtlich der Abhebelung der Stahllasche nicht von Bedeutung sind.

Während der Versuchsdurchführung wurden am Versuchskörper *sb2* die Kraft *F* je Prüfzylinder, 8 Laschendehnungen (A1, A2, A3, A4, B1, B2, B3, B4), die Durchbiegung in Balkenmitte sowie 2 Rissuferversatzmaße (AR1, BR1) gemessen. In Bild C 19 ist das Kraft – Verformungsdiagramm bis zur Laschenablösung aufgeführt. Die dabei auf der Ordinate aufgetragene Kraft bezeichnet die Kraft je Prüfzylinder. In Bild C 26 und Bild C 27 ist die Kraft *F* je Prüfzylinder über die Laschendehnungen an den Messstellen der auf der Laschenoberfläche angeklebten Dehnmessstreifen aufgetragen.

7.5.3 Versuchskörper *sb3*

Im Versuch *sb3* wurde die Biegeschlankheit im Vergleich zum Versuchskörper *sb1* von *l/h* = 300/40,5 = 7,4 auf *l/h*= 395/38,9 = 10,2 vergrößert. Damit einher ging die Verdoppelung der inneren Betonstahlbewehrung von 12,6 cm^2 auf 25,1 cm^2. Nach Laststufe 1, Laststufe 2, Laststufe 3 und Laststufe 4 (F = 220 kN) wurde das Rissbild am Balken markiert und mit den Nummern der Laststufen gekennzeichnet (siehe Bild C 14). Es wurde eine Bruchlast von **F = 246 kN** erreicht. Das Versagensbild verlief dabei ähnlich zu den Versuchen *sb1* und *sb2*. Bis zum Erreichen der Bruchlast bildete sich am Versuchskörper das bekannte Rissbild mit schräg verlaufenden Schubrissen an den Balkenenden und mit vertikalen Biegerissen in Balkenmitte aus. Bei Laststufe 4 konnte während des Versuches die Bildung der in den Versuchen *sb1* und *sb2* aufgetretenen sehr flach verlaufender Risse im unteren Balkenbereich beobachtet werden. Bei Erreichen der Bruchlast kam es zum Versagen im Bereich x = 0,35 m bis x = 0,70 m. Dabei wurde ausgehend von 2 flach verlaufenden Rissen (Riss I/II) die Lasche

mit der gesamten Betondeckung in diesem Bereich abgelöst In Bild 7.13 ist der Bereich der abgelösten Lasche dargestellt. In den weiter außen und weiter innen liegenden Bereichen erfolgte anschließend der Verbundbruch in den oberflächennahen Bereichen des Betons. Die für das Versagen ausschlaggebenden flachen Risse sind im folgenden Bild gestrichelt dargestellt.

Während der Versuchsdurchführung wurden an den Messstellen AR1 und BR1 Rissuferversatzmessungen durchgeführt. Die Messanordnung wurde dabei nach Erreichen der 2. Laststufe an den bis zu diesem Zeitpunkt äußersten Biegeriss angebracht. Dabei stellte sich allerdings heraus, wie auch bei den Versuchskörpern *sb1* und *sb2* beobachtet wurde, dass für das in den Versuchen aufgetretene Versagen nicht die steil verlaufenden Schubrisse, sondern die bei einer bestimmten Beanspruchung schlagartig entstehenden flachen Risse im Bereich der Betondeckung maßgebend sind. Die aufgezeichneten vertikalen Rissuferversatzmaße lagen bei $\Delta \leq 0{,}04$ mm. Am entgegengesetzten Laschenende und im mittleren Balkenbereich konnte nach Versuchsende keinerlei Schädigung des Klebeverbundes festgestellt werden.

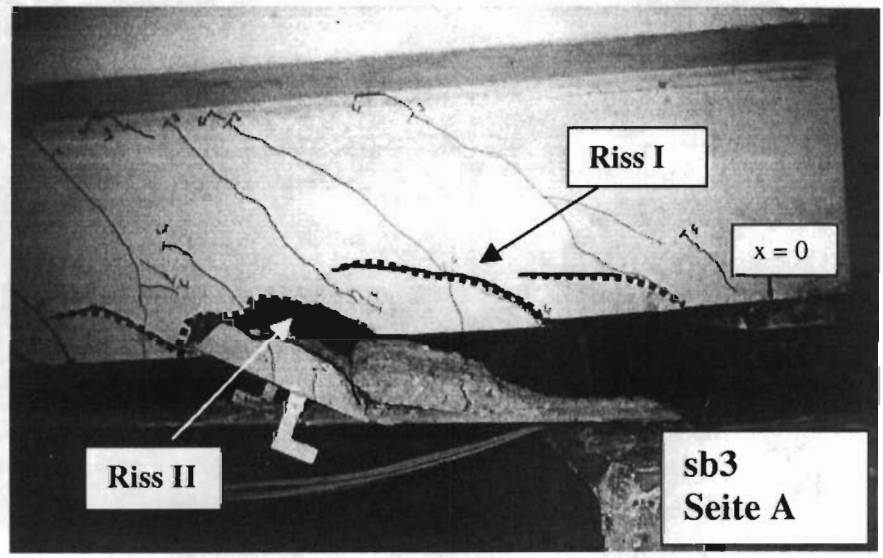


Bild 7.13: Versagen des Klebeverbundes am Versuchsbalken *sb3*, Seite A

Während der Versuchsdurchführung wurden am Versuchskörper *sb3* die Kraft *F* je Prüfzylinder, 6 Laschendehnungen (A1, A2, A3, B1, B2, B3), die Durchbiegung in Balkenmitte sowie 2 Rissuferversatzmaße (AR1, BR1) gemessen. In Bild C 20 ist das Kraft – Verformungsdiagramm bis zur Laschenablösung aufgeführt. Die auf der Ordinate aufgetragene Kraft bezeichnet die Kraft je Prüfzylinder. In Bild C 28 und Bild C 29 ist die Kraft *F* je Prüfzylinder über die Laschendehnungen an den Messstellen der auf der Laschenoberfläche angeklebten Dehnmessstreifen aufgetragen.

7.5.4 Versuchskörper *sb4*

Im Versuch *sb4* wurden im auf Schub hochbeanspruchten Randbereich des Trägers zur Aufnahme der Schubbeanspruchungen lediglich Schrägaufbiegungen aus den mittleren beiden Längsbewehrungsstäben vorgesehen. Im Bruchversuch wurde nach Laststufe 1, Laststufe 2 und Laststufe 3 das Rissbild am Balken markiert (siehe Bild C 15). Es wurde eine Bruchlast je Lasteinleitungspunkt von **F = 183 kN** erreicht. Ausgehend vom Laschenende (x = 2,85 m) bildete sich, wie auch schon in allen anderen Versuchen beobachtet, ein sehr flach verlaufender Riss (Riss I) aus (siehe Bild 7.14). Dabei kam es allerdings nicht zur Ablösung der Lasche im Verankerungsbereich. Der Riss erstreckte sich bis zur Höhe der einbetonierten Längsbe-

wehrung und verlief bei weiterer Laststeigerung entlang der eingelegten Längsstäbe. Bei Erreichen der Bruchlast blieb im Endbereich der Lasche der Klebeverbund zwischen Lasche und Beton intakt, dagegen löste sich in der Rissebene die Betondeckung ab. Infolgedessen kam es an weiter innen gelegenen Bereichen zur Ablösung der Stahllasche in der Grenzschicht Kleber - Beton (Bild 7.14). Das Versagen war nicht schlagartig wie in den Versuchen *sb1* und *sb2*. Im Gegensatz zu diesen Versuchen konnte beim Versuchskörper *sb4* die Ausbildung des Risses am Laschenende während der Versuchsdurchführung schon bei Laststufe 3 (F = 165 kN) beobachtet werden. Kurz vor Erreichen der Bruchlast war eine deutliche Rissöffnung und mehrmaliges Knacken wahrnehmbar. Nach Erreichen der Bruchlast bildeten sich weitere flach verlaufende Risse im Bereich der Betondeckung zur Balkenmitte hin aus. Ein identisches Versagensbild wurde von Oehlers [20] und Jansze [4] in ihren Arbeiten zum Balkenschub beobachtet. In Bild 7.14 ist der Bereich der abgelösten Lasche auf der Seite A des Versuchsträgers dargestellt.

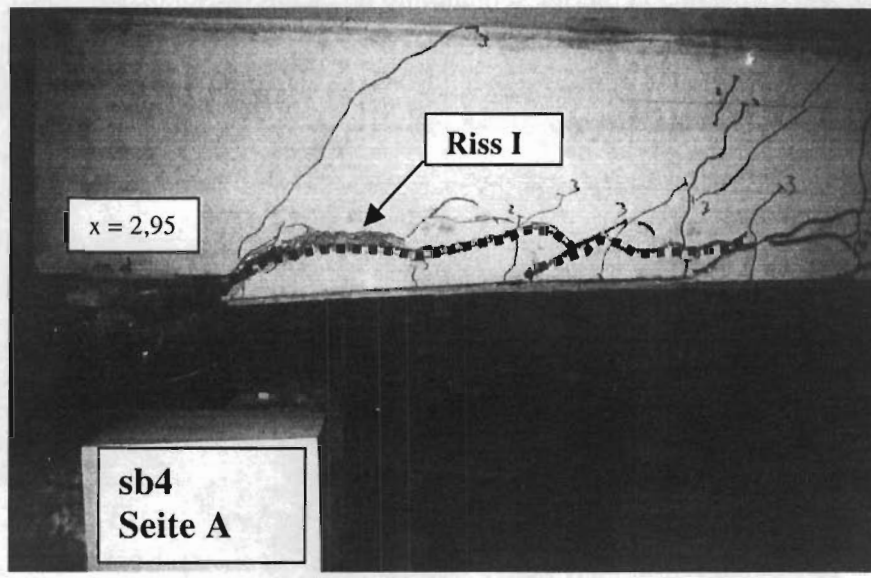


Bild 7.14: Versagen des Klebeverbundes am Versuchsbalken *sb4*, Seite A

Während der Versuchsdurchführung wurden am nach der 2. Laststufe äußersten Schubriss an den Balkenkoordinaten x = 41 cm auf der Seite A und x = 42 cm auf der Seite B die Rissuferversatzmessungen durchgeführt. Dabei konnten keine vertikalen Versatzmaße gemessen werden. Zudem trat das Verbundversagen am anderen Ende der Lasche auf.

Während der Versuchsdurchführung wurden am Versuchskörper *sb4* die Kraft F je Prüfzylinder, 6 Laschendehnungen (A1, A2, A3, B1, B2, B3), die Durchbiegung in Balkenmitte sowie 2 Rissuferversatzmaße (AR1, BR1) gemessen. In Bild C 21 ist das Kraft – Verformungsdiagramm bis zum Auftreten des oben beschriebenen Versagensbildes aufgeführt. Die auf der Ordinate aufgetragene Kraft bezeichnet die Kraft je Prüfzylinder. In Bild C 30 und Bild C 31 ist die Kraft F je Prüfzylinder über die Laschendehnungen an den Messstellen der auf der Laschenoberfläche angeklebten Dehnmessstreifen aufgetragen.

7.5.5 Versuchskörper *sb5*

Der Versuch *sb5* (Versuchskörper identisch mit *sb1* + Dübel am Laschenende) wurde identisch zum Versuch *sb1* durchgeführt. Nach den einzelnen Laststufen (siehe Tabelle C 1)

wurde das Rissbild auf dem Balken farbig markiert und mit der Nummer der Laststufe versehen. Im Bruchversuch konnte festgestellt werden, dass nach Erreichen der Laststufe 1 (F = 55 kN) im Vergleich zum Rissbild nach der Vordehnung (Laststufe 0) kaum Veränderungen im Rissbild aufgetreten sind. Erst bei weiterer Laststeigerung (Laststufe 2 und 3) bildeten sich weitere Biege- und Schubrisse aus. Insbesondere im auflagernahen Bereich war ein Bildung von schräg verlaufenden Schubrissen erkennbar. Für die Lastbereiche bis Laststufe 3 (F = 165 kN) waren im wesentlichen keine Unterschiede zum Rissbild des Versuchskörpers *sb1* erkennbar (siehe Bild C 16). Als wesentlicher Unterschied zum Versuch *sb1* konnte festgestellt werden, dass nach Erreichen der Laststufe 3 (F = 165 kN) noch keinerlei entfestigte Bereiche im Klebeverbund aufgetreten sind. Bei weiterer Laststeigerung konnte bis zur Kraft F = 190 kN eine fortschreitende Rissbildung mit größeren Rissbreiten beobachtet werden. Bei der Kraft **F = 190 kN** bildeten sich schlagartig in den beiden Endbereichen der Lasche flach verlaufende Risse im unteren Balkenbereich aus. In Bild 7.16 sind für den Balkenbereich x ≈ 3 m bis x ≈ 2,30 m auf der Seite A des Versuchskörpers diese Risse gestrichelt markiert. In den Last – Dehnungskurven im Anhang C (Bild C 32 bis Bild C 36) ist bei den in diesen Laschenbereichen liegenden Dehnmessstreifen (A1, B1, A4, B4, A5, B5) der Zeitpunkt des Auftretens der flachen Risse durch einen plötzlichen Abfall der Laschendehnungen gekennzeichnet. Dieser Effekt ist darin begründet, dass beim Versagen des Verbundes auf einem größeren Bereich die Dehnungen der Lasche im Gegensatz zur Laschendehnung an einem diskreten Riss weit geringer sind. In Bild 7.15 sind für die Dehnmessstreifen DMS A1 und DMS B1 beispielhaft die Laschendehnungen angegeben.

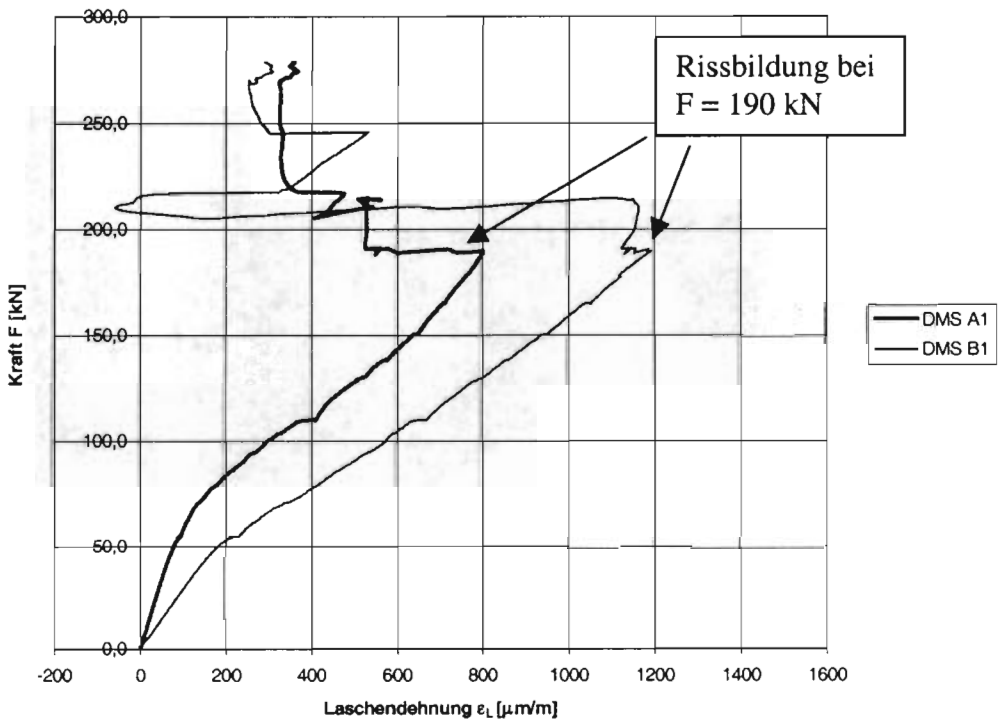


Bild 7.15: Laschendehnung an den Messstellen A1 und B1, *sb5*

Bei den Schubversuchen *sb1* und *sb2* war die schlagartige Ausbildung dieser flach verlaufenden Risse Ausgangspunkt für die Ablösung der Stahllaschen im Bereich des Laschenendes. Die Ausbildung dieser für das Versagen maßgebenden sehr flach verlaufenden und im Bereich der Betondeckung befindlichen Risse deuten auf eine Überschreitung der schiefen

Hauptzugspannungen in diesem Bauteilbereich hin. Nach Ausbildung der Risse beim Versuchskörper *sb5* konnten im Bereich der Risse lokal begrenzte Ablösungen der Lasche festgestellt werden. Bei weiterer Laststeigerung schritten die Entfestigungen und die Bildung weiterer flach im unteren Balkenbereich verlaufender Risse von außen zur Balkenmitte hin fort. Diese Tatsache wird durch den Abfall der Dehnungen bei den Dehnmessstreifen A2, B2 bzw. A3, B3 in Bild C 38 bzw. Bild C 39 bei einer Last $F = 214$ kN bestätigt. Bei Laststufe 4 (F = 220 kN) wurde auf das Markieren des Rissbildes am Träger verzichtet. Die an der Balkenunterseite applizierte Stahllasche wurde jedoch weiterhin von den Stahldübeln am Laschenende und von intakten Verbundbereichen gehalten und im Bereich der Dübel gegen die Versuchskörperunterseite angepresst. Es stellte sich eine teilweise Zugbandwirkung ein. Bei der Versuchslast F ≈ 284 kN nahe der maximalen Bruchlast war lediglich noch im Bereich x = 1,79 m bis x = 2,18 m ein intakter Verbundbereich vorhanden. Bei dieser Versuchslast wurde der Bruchversuch abgebrochen. Anschließend wurde am entlasteten Versuchsbalken eine verbleibende Verschiebung des Laschenendes (x = 12,5 cm) einschließlich des Dübels um ca. 2 cm zur Balkenmitte hin festgestellt. Das Verbundversagen trat in allen Bereichen der Stahllasche in den oberflächennahen Betonschichten ein. Selbst in unmittelbarer Umgebung der Stahldübel erfolgte im Gegensatz zu den Untersuchungen von Jansze [4] das Verbundversagen ausschließlich im Beton und nicht in der Ebene Lasche - Kleber.

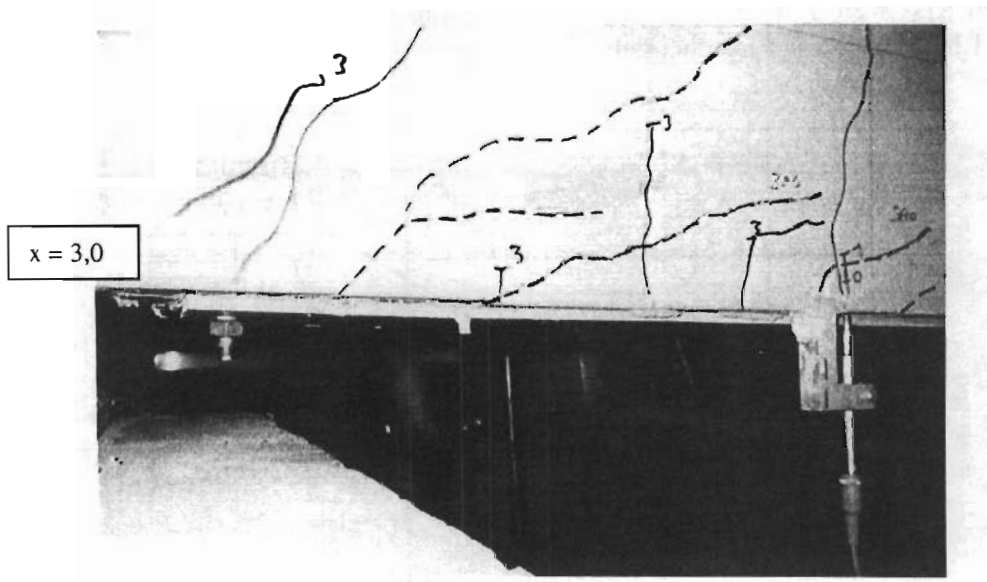


Bild 7.16: Risse am Versuchskörper bei $F = 190$ kN, *sb5* Seite A

In einem zweiten Prüfdurchgang wurde der Balken noch einmal belastet. Dabei wurde die Last des Prüfzylinders über die maximale Versuchslast aus der ersten Prüfung hinaus gesteigert. Bei einer Kraft $F = 286$ kN erfolgte schlagartig das Abscheren des Dübels. In Bild 7.17 ist der abgescherte Dübel dargestellt. Der bis zu diesem Zeitpunkt im Balkenbereich x = 2,18 m bis x = 1,79 m intakte Verbund blieb weiterhin bestehen.

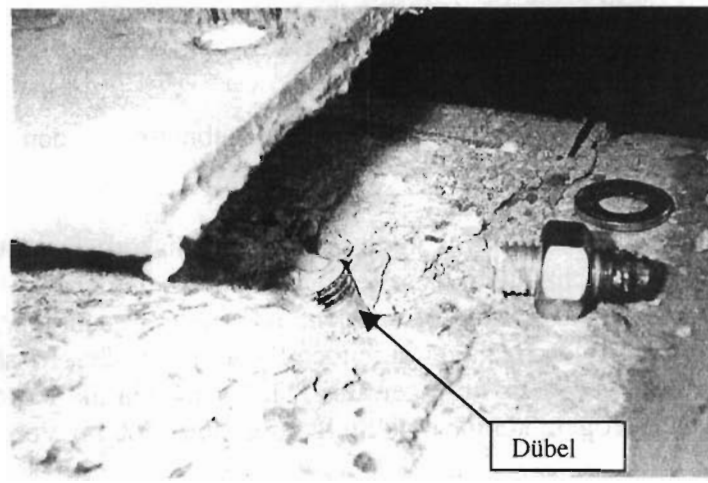


Bild 7.17: Abgescherter Dübel am Laschenende x = 12,5 cm, *sb5*

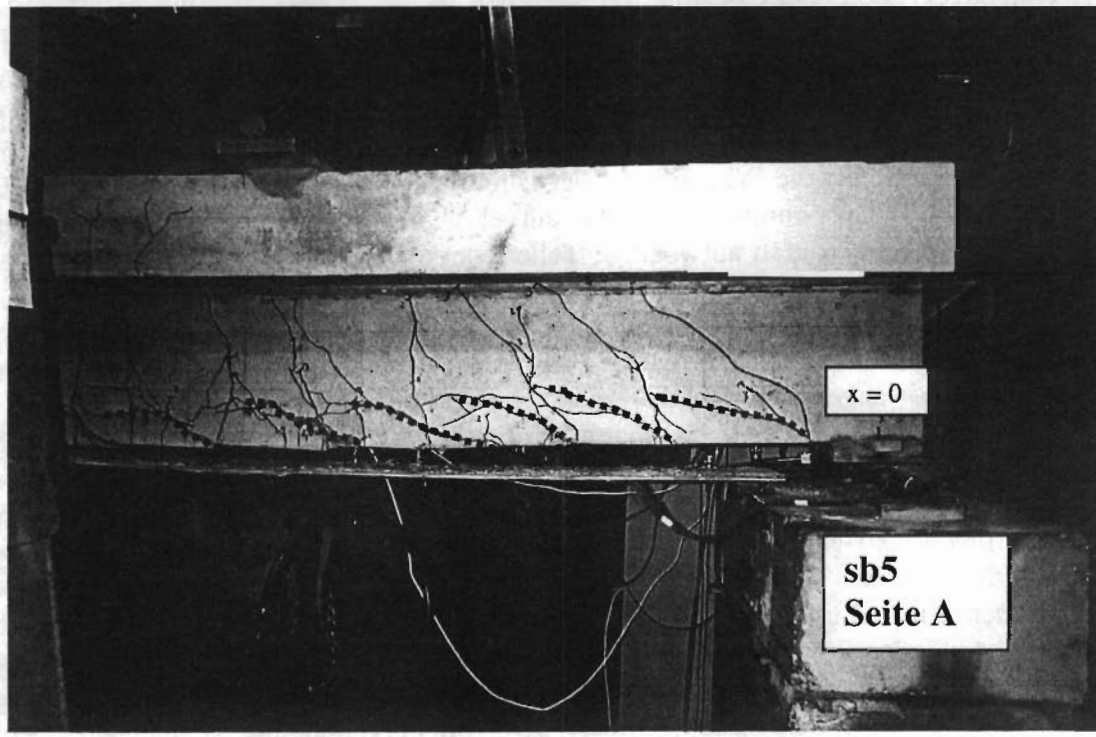


Bild 7.18: Balken nach Abscheren des Dübels, *sb5*

Auch beim Versuchskörper *sb5* wurde an den nach der Vordehnung äußersten Rissen Rissuferversatzmessungen durchgeführt. Bei diesen Rissen waren keine vertikalen Versatzmaße messbar.

Während der Versuchsdurchführung wurden am Versuchskörper *sb5* die Kraft *F* je Lasteinleitungspunkt, 10 Laschendehnungen (A1, A2, A3, A4, A5, B1, B2, B3, B4, B5), die Durchbiegung in Balkenmitte sowie 2 Rissuferversatzmaße (AR1, AR2) gemessen. In Bild C 22 ist das Kraft – Verformungsdiagramm bis zum Abscheren des Dübels aufgeführt. Die auf der Ordinate aufgetragene Kraft bezeichnet die Kraft je Lasteinleitungspunkt. In Bild C 32 bis Bild C 36 ist die Kraft *F* je Lasteinleitungspunkt über die Laschendehnungen an den Messstellen der auf der Laschenoberfläche angeklebten Dehnmessstreifen aufgetragen.

Folgerungen

Folgende wesentliche Unterschiede der Versuchsergebnisse aus den Versuchen *sb1* und *sb5* können festgestellt werden:

1) Die Bruchlast aus Versuch *sb1* konnte beim Versuchskörper *sb5* erhöht werden. Bis zur ersten wesentlichen Schädigung des Versuchskörpers *sb5* bei F = 190 kN konnte die Versuchslast um ca. 23 % gesteigert werden. Als erste wesentliche Schädigung wird die Bildung der irreversiblen flach verlaufenden Risse mit großen Rissbreiten im unteren Balkenbereich bezeichnet. Wird dagegen das Dübelversagen als Kriterium für die Traglaststeigerung herangezogen, konnte eine Steigerung um 54 % im Vergleich zum Versuch *sb1* erreicht werden.

2) Durch die am Laschenende senkrecht zur Lasche aufgebrachte Normalkraft kann die Traglast der gesamten Konstruktion gesteigert werden. Dieser Einfluss ist bereits in einer Vielzahl von Arbeiten [4] [9] [21] beschrieben und untersucht worden. Die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens erhaltenen Ergebnisse lassen sich dabei gut einordnen. Allerdings ist es problematisch ein Bemessungskonzept zu entwickeln, das die günstige Wirkung vorhandener Dübel berücksichtigt. In diesem Falle müsste in regelmäßigen Abständen vor Ort die Wirksamkeit der Dübelvorspannung kontrolliert werden, da durch zeitabhängige Spannungsverluste die aufgebrachten Dübelkräfte abnehmen. Alternativ dazu könnte auch durch aufwendige Tellerfederkonstruktionen eine konstante Dübelvorspannung erreicht werden.

3) Beim Versuchskörper *sb5* wurde der eingebaute Dübel mit einem Drehmoment M = 20 Nm angezogen, was einer Normalkraft von 10 kN entsprach. Laut Einbauanordnung ist der Dübel maximal mit einem Drehmoment von M_{max} = 60 Nm anzuziehen. Mit dem im Versuch aufgebrachten Drehmoment liegt man also im unteren Bereich der möglichen aufzubringenden Normalkraft. Da im praktischen Einsatz mit dem Aufbringen weit größerer Drehmomente als M = 20 Nm zu rechnen ist, ist es denkbar, dass die günstige Wirkung von vorhandenen Dübeln bis zu einem bestimmten Maß im Rahmen eines Bemessungskonzeptes mit einem reduzierten Sicherheitsbeiwert berücksichtigt werden können. Durch die Anordnung von Dübeln kann ein schlagartiges Versagen der gesamten Tragkonstruktion verhindert werden. Die Duktilität (Versagen mit Vorankündigung) wird erhöht. Dieser Sachverhalt konnte im Versuch *sb5* beobachtet werden. Bei einer rechnerischen Berücksichtigung der Dübel ist allerdings auf eine ausreichende Dimensionierung hinsichtlich des Abscherens der Dübel zu achten. In [4] wird darüber hinaus basierend auf entsprechenden Versuchsergebnissen darauf hingewiesen, dass es bei weitem effektiver ist, anstelle des Vorspannens eines einzelnen Dübels mit einem großen Drehmoment mehrere Dübel in Reihe vorzusehen.

4) Der Einbau von Dübeln bei der Verstärkung von mit Stahllaschen verstärkten Bauteilen ist nach [6] in jedem Falle als Sicherungsmaßnahme gegen das Herabfallen im Brandfall vorzunehmen und stellt somit ein Sicherungselement dar, das wie oben beschrieben auch die Tragfähigkeit bzw. die Duktilität des Bauteils erhöhen kann. Insbesondere gegen das oben beschriebene Abhebeln der applizierten Stahllaschen aufgrund von vertikalen Rissuferversatzmaßen und bei ausreichender Länge des Dübels gegen das Abreißen der Betondeckung stellt der Einbau von Dübeln eine effektive Maßnahme dar.

7.5.6 Versuchskörper *sb6*

Der Versuch *sb6* (Versuchskörper identisch mit *sb1* + Schublaschen) wurde identisch zum Versuch *sb1* durchgeführt. Nach den einzelnen Laststufen (siehe Tabelle C 1) wurde das Rissbild auf dem Balken farbig markiert und mit der Nummer der Laststufe versehen (siehe Bild C 17). Im Vergleich zu den anderen Schubversuchen konnten keine wesentlichen Unterschiede im Rissbild beobachtet werden. Insbesondere in den auflagernahen Bereichen war während der Laststufen 3 und 4 ein Bildung von schräg verlaufenden Schubrissen erkennbar. Der äußerste Schubriss auf beiden Seiten des Trägers kreuzte die erste Schublasche im unteren Balkenbereich, so dass für die Verankerung der ersten Schublasche eine Verankerungslänge von bis zu 20 cm an der Stegseite zur Verfügung stand. Nach Laststufe 3 (F = 165 kN) konnten weder in den Schublaschen noch in der Stahllasche an der Balkenunterseite Entkopplungen des Klebeverbundes festgestellt werden. Anschließend wurde die Last auf F = 190 kN, die beim Versuchskörper *sb5* zu den ersten wesentlichen Schädigungen durch flache Risse im unteren Balkenbereich führte, gesteigert und das Verhalten des Trägers bei konstanter Last beobachtet. Es konnte keine Bildung von flachen Rissen im unteren Balkenbereich festgestellt werden. Bei weiterer Laststeigerung bis zur Kraft **F = 220 kN** (Laststufe 4) konnte eine fortschreitende Rissbildung, insbesondere schräg verlaufende Schubrisse, mit größeren Rissbreiten beobachtet werden (Bild 7.19). Bei der Laststufe 4 wurde bei konstant gehaltener Last das Rissbild am Balken markiert (siehe Bild C 17).

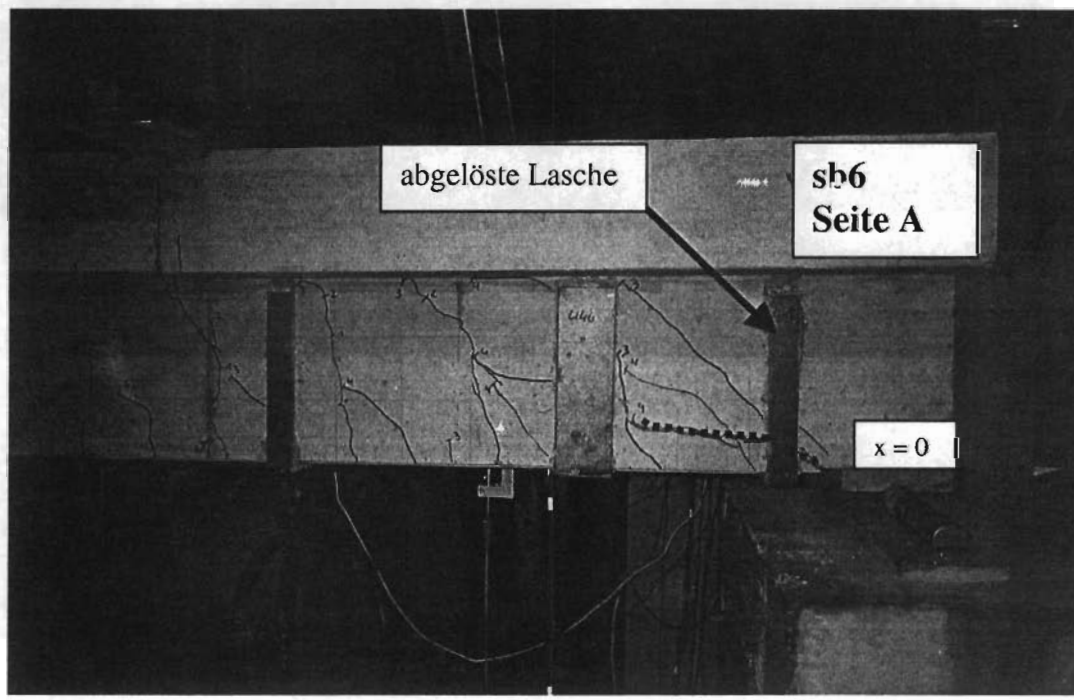


Bild 7.19: Ablösung des äußersten Laschenbügels bei F=220 kN, *sb6,* Seite A

Nach dem Markieren erfolgte schlagartig ohne Steigerung der Last die Ablösung der beiden äußersten Schublaschen. Damit einhergehend bildete sich am Trägerende x = 0 ein sehr breiter, flach verlaufender Riss ausgehend vom Laschenende aus. Dieser Effekt spiegelt sich auch in einem schlagartigem Abfall der Dehnungen der an der Balkenunterseite applizierten Stahllasche im Bereich der Dehnmessstreifen A1, B1, A2 und B2 wieder (Bild C 37, Bild C 38). Anschließend wurde die Last weiter gesteigert. Es konnte ein ähnliches Versagensverhalten wie im Versuch *sb5* beobachtet werden. Mit steigender Last bildeten sich vom Trägerende zur Trägermitte hin fortschreitend immer wieder neue flach verlaufende

Risse in Höhe der Betondeckung aus. Bei einer Last von etwa 240 kN kam es dann auch zur Ablösung der beiden innenliegenden Schublaschen. Damit einhergehend reduzierten sich die Laschendehnungen an den Messstellen A3 bis A5 und B3 bis B5 (Bild C 39 bis Bild C 41) an der Unterseite des Trägers schlagartig. Der Versuch wurde bis zum Versagen der Druckzone bei einer Last von 275 kN gefahren.

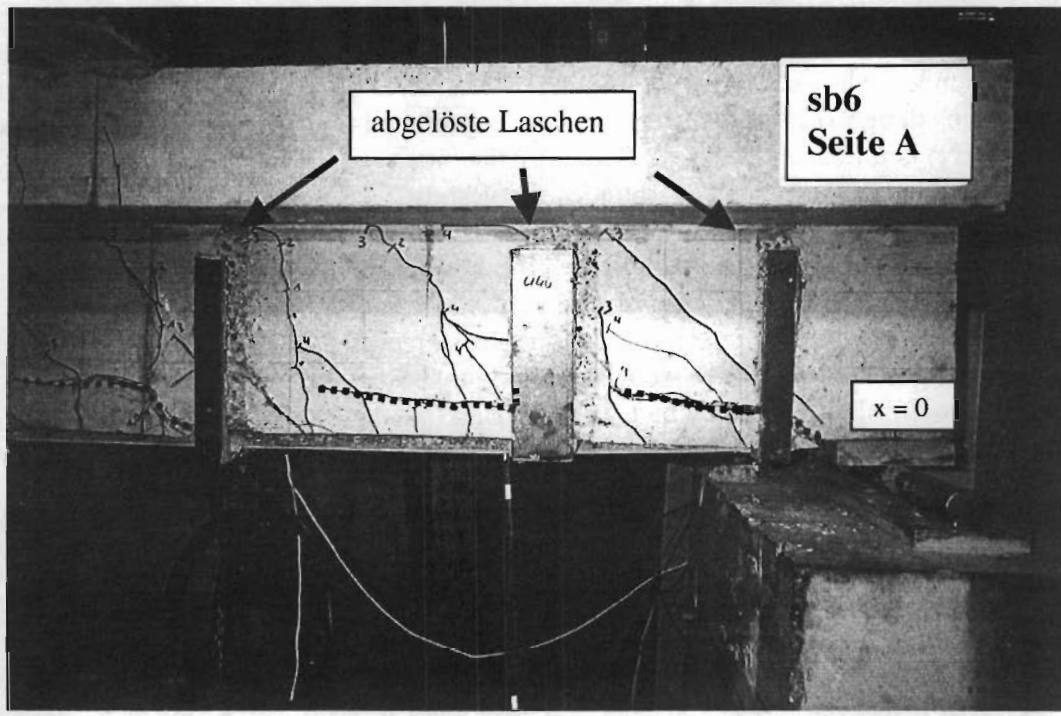


Bild 7.20: Ablösung der inneren Laschenbügel bei F =240 kN, *sb6*, Seite A

Die beim Versuchskörper *sb6* durchgeführten Rissuferversatzmessungen ergaben Versatzmaße von $\Delta \leq 0{,}03$ mm.

Während der Versuchsdurchführung wurden am Versuchskörper *sb6* die Kraft F je Lasteinleitungspunkt, 10 Laschendehnungen (A1, A2, A3, A4, A5, B1, B2, B3, B4, B5), die Durchbiegung in Balkenmitte sowie 2 Rissuferversatzmaße (BR1, BR2) gemessen. In Bild C 23 ist das Kraft – Verformungsdiagramm bis zum Versagen der Druckzone aufgeführt. Die auf der Ordinate aufgetragene Kraft bezeichnet die Kraft je Lasteinleitungspunkt. In Bild C 37 bis Bild C 41 ist die Kraft F je Lasteinleitungspunkt über die Laschendehnungen an den Messstellen der auf der Laschenoberfläche angeklebten Dehnmessstreifen aufgetragen.

Folgerungen

1) Die Bruchlast aus Versuch *sb1* konnte beim Versuchskörper *sb6* deutlich erhöht werden. Bis zur ersten wesentlichen Schädigung des Versuchskörpers *sb6* bei F = 220 kN konnte die Versuchslast um ca. 42 % gesteigert werden. Als erste wesentliche Schädigung wird das Ablösen der äußersten Schublasche bezeichnet.

2) Das Anbringen von Schublaschen trägt wesentlich zur Traglaststeigerung bei. Grundsätzlich ist festzustellen, dass für die Schubbewehrung wie für alle anderen Arten von Bewehrung gilt, dass sich zu deren Aktivierung über die Größe der Betonverformungen

hinaus mindestens ein Riss einzustellen hat. In dem in [1] vorgestellten Modell zur Berücksichtigung des Einflusses einer zusätzlichen Anpresswirkung wird die Mitwirkung des Betons vernachlässigt. Die Lage des Schubrisses sowie alle Parameter, die das Zusammenwirken der gemischten Schubbewehrung beeinflussen, bestimmen den selbstinduzierten Anpressdruck. Eine Betrachtung von Bild 7.21 zeigt, dass in Abhängigkeit von der Lage des Schubrisses ein unterschiedlich großer Anteil der Bügelzugkraft über Verbundspannungen am unteren Ufer des Schubrisses in den Beton eingetragen wird, sofern der Abstand des Schubrisses vom unteren Trägerrand im Bügelbereich nicht in beiden Fällen größer ist als die der Verbundbruchkraft zugeordnete Verankerungslänge l_t. Entsprechend unterschiedlich sind auch die Anteile der Bügelzugkraft, die über Kontaktpressung abgebaut werden. Im Fall a) ist mit einer deutlich geringeren Anpresswirkung zu rechnen als im Fall b).

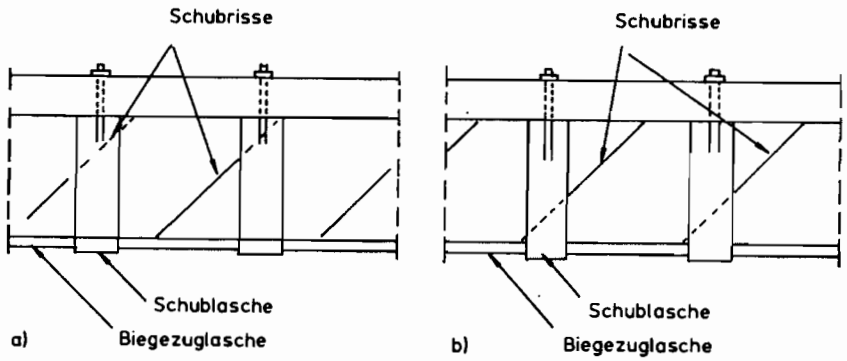


Bild 7.21: Abhängigkeit der verankerbaren Laschenkraft von der Lage der Schubrisse

3) Im Rahmen des Versuches *sb6* wurde auf eine Verankerung der Schublaschen in der Druckzone verzichtet. Die Wirksamkeit der Verankerung der Schublaschen ausschließlich an den Stegseiten des Plattenbalkens wird ganz wesentlich von der Lage der kreuzenden schrägen Schubrisse bestimmt. Kreuzt der Schubriss die Schublasche im unteren Bereich des Trägers steht für eine Verankerung der Schublaschenkraft unter Umständen eine ausreichende Verankerungslänge zur Verfügung. Verlaufen die Schubrisse allerdings im oberen Bereich der Schublasche, so reicht die Verankerungslänge nicht mehr aus und ein schlagartiges Schubversagen kann die Folge sein.

4) Ausgehend vom im Versuch *sb6* beobachteten Versagen ist die Anordnung der Schublaschen neu zu überdenken. Im Versuch *sb6* bildete sich am Laschenende ein flach verlaufender Riss, der bei der Bruchlast zur schlagartigen Ablösung des äußersten Schublaschenbügels führte. Nach [1] ist im Verankerungsbereich der Biegezuglasche der zweite Laschenbügel doppelt so breit auszuführen wie der äußerste Laschenbügel. Entsprechend der Versuchsergebnisse sollte auch der äußerste Laschenbügel eine größere Breite aufweisen, um für die Verankerung der Bügelkraft eine größere Verbundfläche zur Verfügung zu haben und hinsichtlich der stark streuenden Lage des äußersten Schubrisses eine größere Sicherheit zu erlangen.

7.6 Vergleich der Versuchsergebnisse mit weiteren Versuchen

7.6.1 Zusammenstellung der Versuchsergebnisse

Die einbetonierte Schubbewehrung der Schubbalken wurde für eine Schubspannung an der Obergrenze des Schubbereiches 2 nach DIN 1045 [11] dimensioniert. In Tabelle 7.4 sind die erreichten Bruchlasten F_u aus den 6 durchgeführten Schubversuchen zusammengestellt. Zusätzlich mitaufgenommen sind die Biegeversuche *bb1* und *bb2,* die für Auswertungen zur Schubbemessungsproblematik ebenso berücksichtigt werden sollen. Bei den Versuchen *sb5* und *sb6* werden als Bruchlasten diejenigen Belastungen bezeichnet, bei welchen es zu den ersten wesentlichen Schädigungen der Versuchskörper gekommen ist. Zusätzlich werden in Tabelle 7.4 die maximale Querkraft Q_u inklusive des Trägereigengewichts und die daraus resultierenden Grundwerte der Schubspannungen τ_0 dem oberen Grenzwert τ_{02} des Schubbereiches 2 gegenübergestellt. Der Grundwert der Schubspannung τ_0 berechnet sich dabei aus

$$\tau_0 = \frac{Q_u}{1{,}75 \cdot b \cdot z_m} \tag{7.1}$$

Die Variable b bezeichnet dabei die Breite des Steges, z_m den mittleren inneren Hebelarm der Betonstahl- und Laschenbewehrung. z_m wurde dabei entsprechend den Angaben im Bemessungsaufsatz [25] zur DIN 1045 folgendermaßen berechnet:

$z_m = 0{,}85 \cdot h_m$ für Rechteckquerschnitte

$z_m = h_m - d_0/2$ für Plattenbalkenquerschnitte

mit

h_m mittlere statische Nutzhöhe der Betonstahl- und Laschenbewehrung

d_0 Höhe der Platte des Plattenbalkens

Die Würfeldruckfestigkeiten β_W des in den Versuchen *sb1* bis *sb6* sowie *bb1* und *bb2* verwendeten Betons lagen zwischen 38,4 N/mm^2 und 47,3 N/mm^2. Das Eigengewicht der Versuchskörper ergibt sich für *sb1* bis *sb6* zu g_G = 3,53 kN/m, für *bb1* und *bb2* zu g_G = 3,75 kN/m. Die in Tabelle 7.4 angegebenen Grenzwerte τ_{02} des Schubbereiches 2 werden im Rahmen der hier durchgeführten Vergleichsdarstellung entsprechend den tatsächlichen Werten der Würfeldruckfestigkeiten β_W in den Versuchen aus den in DIN 1045, Tabelle 13 [31] angegebenen Grenzwerten τ_{02} interpoliert. Damit entspricht beispielsweise einem Beton mit der Würfeldruckfestigkeit β_W = 35 N/mm^2 der Grenzwert τ_{02} = 2,40 N/mm^2.

Die Interpolation zur Ermittlung der Grenzwerte τ_{02} erfolgte mit folgender Gleichung:

$$\tau_{02} = -0{,}0006 \cdot \beta_W{}^2 + 0{,}09 \cdot \beta_W - 0{,}0139 \tag{7.2}$$

Wie aus Tabelle 7.4 ersichtlich konnte in keinem der durchgeführten Balkenversuche der obere Grenzwert τ_{02} des Schubbereiches 2 erreicht werden. Im folgenden werden nun die erhaltenen Versuchsergebnisse mit weiteren aus der Literatur bekannten Versuchen verglichen und mit aus der Literatur entnommenen Bemessungsansätzen nachgerechnet.

Abschließend werden in Anlehnung an die Bestimmungen zur Schubbemessung nach DIN 1045 Vorschläge zu Schubbereichsgrenzen, bis zu welchen auf angeklebte Schublaschen verzichtet werden darf, getroffen.

Tabelle 7.4: Versuche *sb1, sb2, sb3, sb4, sb5, sb6* und *bb1, bb2*

Versuch	Bruchlast F_u [kN]	Querkraft Q_u [kN]	τ_0 - Wert [N/mm^2]	β_W [N/mm^2]	τ_{02} - Wert [N/mm^2]	τ / τ_{02} [-]
sb1	155	160	1,34	41,2	2,68	0,50
sb2	165	171	1,49	42,7	2,74	0,55
sb3	246	253	2,26	38,7	2,57	0,88
sb4	183	188	1,58	38,4	2,56	0,62
sb5	190	195	1,64	41,4	2,68	0,61
sb6	220	225	1,89	47,3	2,90	0,65
bb1	163	173	0,80	39,1	2,59	0,31
bb2	158	167	0,77	41,9	2,70	0,29

7.6.2 Vergleich der Versuchsergebnisse mit dem Berechnungsansatz nach Jansze [4]

Im folgenden werden die in den Versuchen *sb1, sb2, sb3, sb4* sowie *bb1* und *bb2* erreichten Schubbeanspruchungen mit den in [4] hergeleiteten Berechnungsansätzen zur Schubtragfähigkeit von mit Stahllaschen verstärkten Stahlbetonbauteilen verglichen. Basierend auf den Untersuchungen von Kim [22] leitet Jansze einen Modellansatz her, in dem das Versagen des verstärkten Versuchskörpers infolge der Ablösung der Betondeckung ausgehend von einem am Laschenende beginnenden Schubrisses auftritt. Dieses Versagen des Abreißens der Betondeckung durch die an der Balkenunterseite angeklebte Stahllasche konnte in den Versuchen *sb3* und *sb4* beobachtet werden. Die Ursache für dieses Versagen wird in [4] als „plate-end shear" bezeichnet. Der ausgeprägte am Laschenende beginnende flach bis zur Betonstahllängsbewehrung verlaufende Schubriss ist für den Versuchskörper *sb4* in Bild 7.14 abgebildet. In den Versuchen *sb1* und *sb2* bildeten sich ebenfalls am Laschenende beginnende Risse aus, die allerdings in diesen Versuchen nicht für die Ablösung der Stahllaschen verantwortlich waren.

In Analogie zu dem von Kim [22] beschriebenen Verfahren zur Bestimmung des Abstandes a_c des für das Versagen kritischen Schubrisses zur Auflagerachse, ermittelt Jansze [4] eine Gleichung zur Beschreibung des fiktiven Abstandes a_L , der den Verlauf eines Schubrisses abbildet. Die Modellanalogie ist in folgendem Bild dargestellt. Der Abstand a_L genügt der Gleichung:

Kim: Jansze: Modellanalogie

$$a_c = 3{,}3\left[\frac{\rho\cdot\left(\frac{d}{a}\right)^2}{(1-\sqrt{\rho})^2}\right]^{\frac{1}{3}} a \quad \Rightarrow \quad L = 3{,}3\left[\frac{\rho_s\cdot\left(\frac{d_s}{a_L}\right)^2}{(1-\sqrt{\rho_s})^2}\right]^{\frac{1}{3}} a_L \tag{7.3}$$

(Formelzeichen siehe Gleichung (7.6))

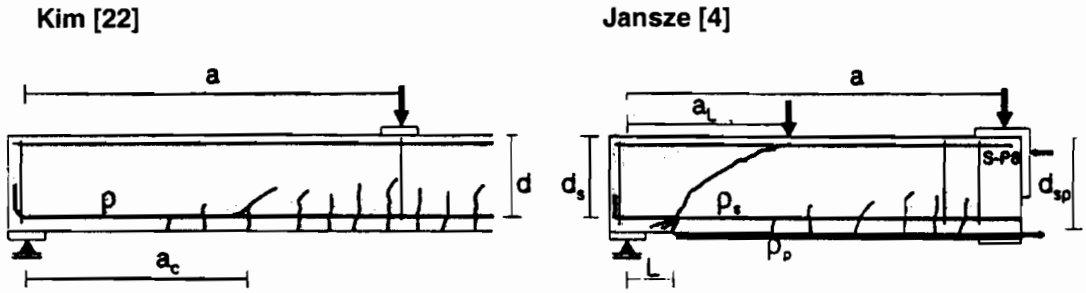


Bild 7.23: Lage a_c des kritischen Schubrisses nach Kim [22] und Modellanalogie nach Jansze

Mit Hilfe dieses fiktiven Wertes a_L und den Regelungen des Model Code 90 [26] zur Schubtragfähigkeit von Stahlbetonbalken werden folgende Beziehungen für die Ermittlung der mittleren maximalen Schubspannung τ_{cum} von verstärkten Bauteilen angegeben:

$$a_L = \sqrt[4]{\frac{(1-\sqrt{\rho_s})^2}{\rho_s} d_s L^3} \tag{7.4}$$

$$\tau_{cum} = 0{,}18\cdot\sqrt[3]{3\frac{d_s}{a_L}}\cdot\left(1+\sqrt{\frac{200}{d_s}}\right)\cdot\sqrt[3]{\rho_{s,0} f_{cm}} \tag{7.5}$$

Die mittlere maximale Querkrafttragfähigkeit berechnet sich dann zu

$$V_{cum} = \tau_{cum} b d_s \,. \tag{7.6}$$

Dabei ist:

ρ_S	Betonstahlbewehrungsgrad ($A_S / b\ d_s$)	[-]
$\rho_{S,0}$	Betonstahlbewehrungsgrad in Prozent ($100\ A_S / b\ d_s$)	[%]
d_s	statische Nutzhöhe der Betonstahlbewehrung	[mm]
L	Abstand Laschenende zu Auflagerachse	[mm]
a_L	Abstand fiktiver Lasteinleitungspunkt zu Auflagerachse	[mm]

f_{cm}	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit	[N/mm^2]
b	Breite des Betonquerschnittes	[mm]

Die angegebenen Gleichungen basieren auf den Erkenntnissen an Schubbalken ohne innere Schubbewehrung und wurden für Rechteckquerschnitte hergeleitet. Im folgenden wird die Gültigkeit dieser Bestimmungsgleichungen auch für Plattenbalkenquerschnitte überprüft. Dabei wird für die Bestimmung des Bewehrungsgrades lediglich die Stegbreite der Plattenbalkenquerschnitte angesetzt. Die beiden vom Steg abstehenden Teile des Flansches werden vernachlässigt.

Tabelle 7.5: Vergleich der experimentellen Bruchlasten V_{exp} mit den rechnerischen Bruchlasten V_{Modell} nach Modellannahme

Versuch	$\rho_{S,0}$	d_s	L	a_L	V_{exp}	V_{Modell}	V_{exp} / V_{Modell}
sb1	1,56	405	125	444	160	129	1,24
sb2	2,39	393	100	329	171	159	1,07
sb3	3,23	388	100	300	253	178	1,42
sb4	1,56	405	100	376	188	132	1,42
bb1	1,37	450	175	609	173	196	0,88
bb2	1,37	450	125	473	167	214	0,78

Wie aus Tabelle 7.5 ersichtlich ist, wird die Tragfähigkeit der Versuche *sb1* bis *sb4* unterschätzt. In [4] werden eine Vielzahl von mit Stahllaschen bzw. CFK- Lamellen verstärkten Versuchskörpern in analoger Weise miteinander verglichen. Dabei liegen 90 % aller Versuche für das Verhältnis V_{exp} / V_{Modell} im Bereich $0{,}84 \leq V_{exp} / V_{Modell} \leq 1{,}33$.

Die geringeren bei den Biegebalkenversuchen *bb1* und *bb2* (siehe Tabelle 7.4) beim Bruch erreichten Schubspannungen deuten zum einen auf einen im folgenden Abschnitt beschriebenen maßgebenden Einfluss der Querschnittsform hin, zum anderen stimmen die Versuchsergebnisse mit den Erkenntnissen von MacDonald [27] and Swamy [28] überein. Diese verweisen auf den nicht zu vernachlässigenden Einfluss der Steifigkeit applizierter Stahllaschen. Mit zunehmendem Trägheitsmoment der Stahllaschen nehmen die erreichbaren maximalen Bruchlasten bis zur Ablösung der Laschen ab. In den Arbeiten von MacDonald und Swamy werden aus diesem Grund für die Laschengeometrie Verhältniswerte für Laschenbreite zu Laschendicke von $b_L / t_L > 60$ bzw. > 50 empfohlen. Bei der Verwendung der oben angegebenen Gleichungen zur Vorhersage der maximal erreichbaren Abschällast der Lasche wird in [4] eine Begrenzung des Verhältnisses $b_L / t_L > 25$ und eine maximale Laschendicke $t_L = 12$ mm empfohlen. Dies bestätigen die Ergebnisse in den Versuchen *bb1* und *bb2*. Bei einem Verhältnis $b_L / t_L = 13{,}3$ und $t_L = 15$ mm konnte in den Versuchen für das Verhältnis V_{exp} / V_{Modell} nur ein Wert von 0,88 bzw. 0,78 erreicht werden, was für die Vorhersage der Bruchlast unbefriedigend ist. Da nach [1] [6] eine Verstärkung von Biegebauteilen mit Stahllaschen der Dicke 15 mm bzw. 20 mm zulässig ist, müssen einerseits Möglichkeiten gefunden werden auch für derartige Stahllaschen Vorhersagen hinsichtlich der Bruchlast treffen zu

können und andererseits ausreichend sichere Grenzen definiert werden, bis zu welchen auf geklebte Schublaschen verzichtet werden darf.

7.6.3 Vergleich mit weiteren Versuchsergebnissen [3] [4] [23] [24] [27] [29] [30]

Die erhaltenen Versuchsergebnisse wurden weiteren vergleichbaren Versuchen aus der Literatur gegenübergestellt. Entsprechend den Angaben in Tabelle 7.4 sind in Bild 7.24 für die durchgeführten Versuche die erreichten Schubspannungen unter der Bruchquerkraft Q_u als Prozentwerte der Schubbereichsgrenze τ_{02} dargestellt. Versuchskörper mit Plattenbalkenquerschnitt sind mit der Abkürzung „Plaba" gekennzeichnet, die Versuchskörper mit Rechteckquerschnitt mit „RQ". Die in der Literatur beschriebenen Versuche und Versuchsauswertungen stellen mit Stahllaschen verstärkte Stahlbetonbalken ohne zusätzlich geklebte Schublaschen dar. Bei all diesen Versuchen wurden die Versuchskörper mit einer für den verstärkten Zustand ausreichend dimensionierten inneren Schubbewehrung hergestellt. Wie aus Bild 7.24 ersichtlich wird, konnte allerdings in keinem Versuch die Obergrenze des Schubbereiches 2 nach DIN 1045 [31] erreicht werden. In der Legende zum Diagramm ist auch eine Aussage getroffen, ob am Laschenende Dübel vorgesehen waren.

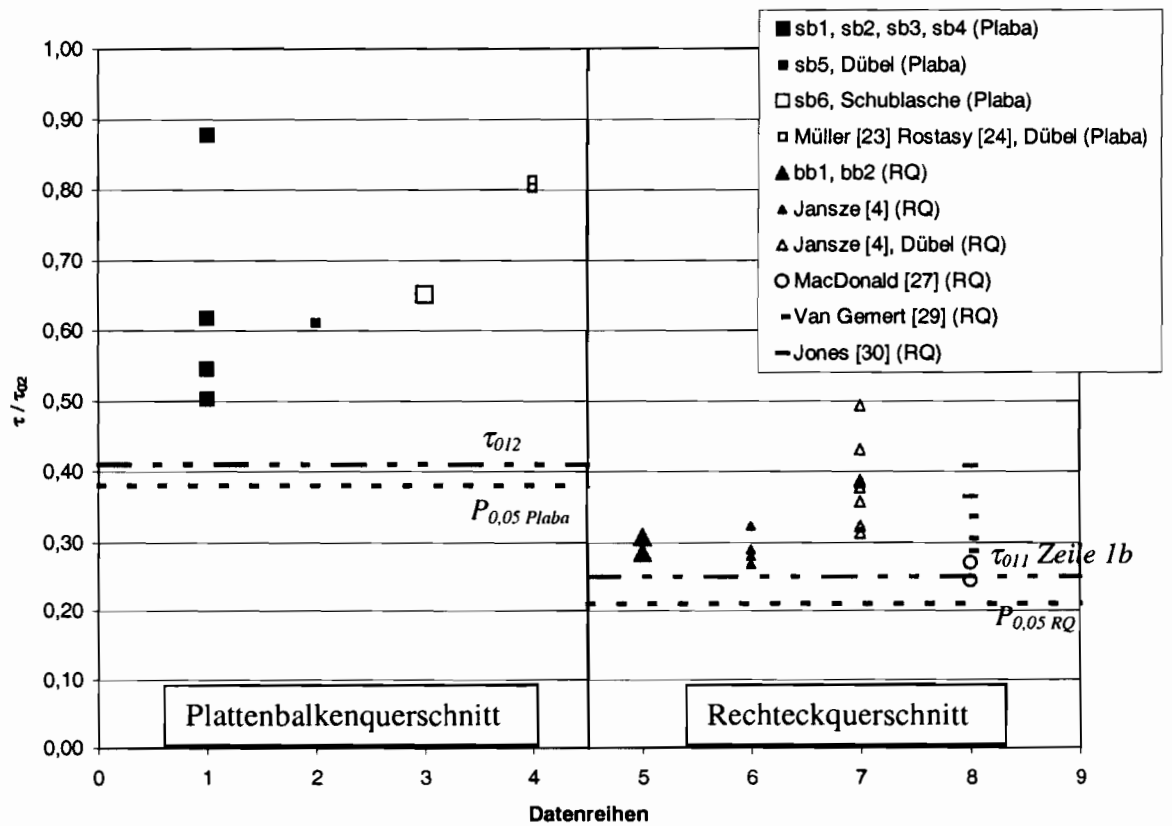


Bild 7.24: Vergleich der Versuchsergebnisse mit [3], [4], [23], [24], [27], [29], [30]

Wie aus Bild 7.24 ersichtlich wird, ist für die Schubtragfähigkeit von mit Stahllaschen verstärkten Bauteilen die Querschnittsform von entscheidender Bedeutung. Wie aus den Versuchsauswertungen deutlich wurde, erreichten Versuchskörper mit Plattenbalkenquerschnitt (Plaba) im Vergleich zu Versuchskörpern mit Rechteckquerschnitt (RQ) deutlich höhere Bruchlasten. Zusätzlich konnte eine Traglaststeigerung durch vorgespannte Dübel, die die Stahllasche gegen die Balkenunterseite andrücken, erreicht werden. Da die Dübel nach Zulas-

sung [6] als Sicherungsmaßnahme gegen das Herabfallen der Stahllasche im Brandfall stets vorzusehen sind, sollte die günstige Wirkung vorhandener Dübel in die weiteren Überlegungen mit einbezogen werden. Allerdings bleibt dabei zu berücksichtigen, dass für die Wirksamkeit der Dübel gegen das Abreißen der Betondeckung die Verankerungslänge der Dübel oberhalb kreuzender Schubrisse von maßgebender Bedeutung ist (siehe Bild 7.25). Da aber der Verlauf der Schubrisse eine stark streuende Größe ist, ist es schwierig hinsichtlich der erforderlichen Verankerungs- bzw. Dübellänge genaue Aussagen zu treffen.

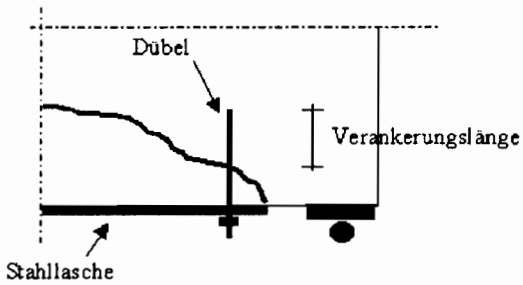


Bild 7.25: Verankerungslänge der Dübel oberhalb kreuzender Schubrisse

In Bild 7.26 ist das Schubspannungsverhältnis τ_0 / τ_{02} in Abhängigkeit von der Schubschlankheit a/h_s dargestellt. a bezeichnet dabei den Abstand der Auflagerachse vom Lasteinleitungspunkt, h_s die statische Nutzhöhe der Betonstahlbewehrung nach DIN 1045.

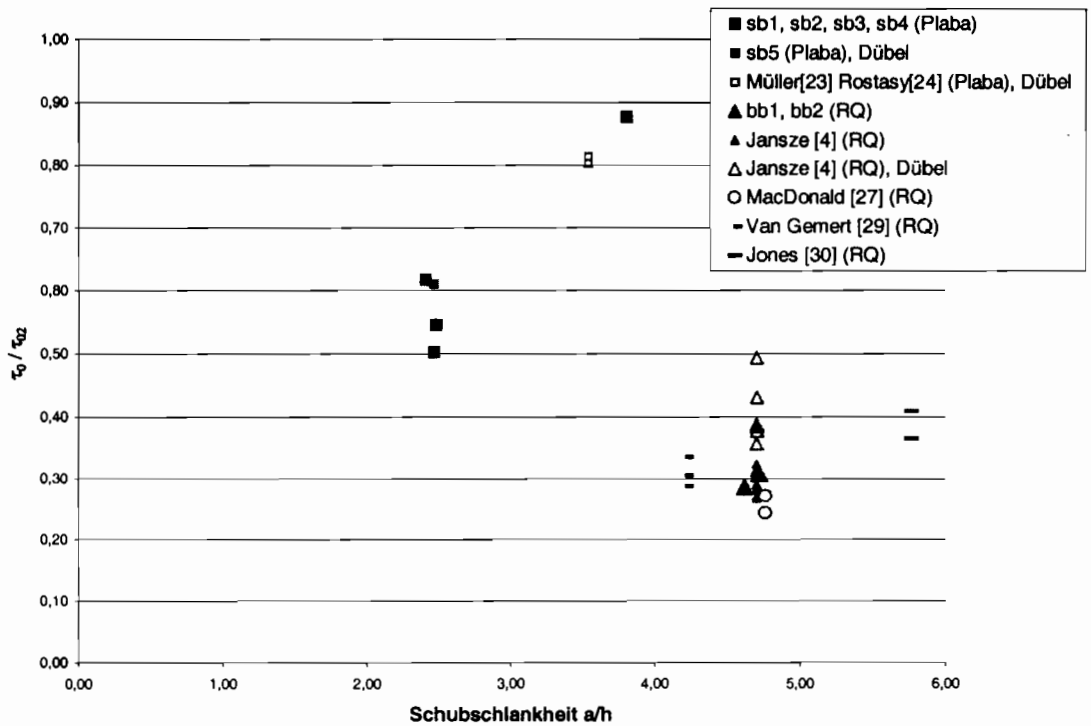


Bild 7.26: Schubspannungsverhältnis τ_0 / τ_{02} in Abhängigkeit von der Schubschlankheit

Prinzipiell ist aus Bild 7.26 keine bestimmte Abhängigkeit der Schubtragfähigkeit von der Schubschlankheit abzulesen. Die im Diagramm bei höheren Schubschlankheiten niedrigeren

Werte von τ_0 / τ_{02} sind v.a. auf die ungünstigere Querschnittsform des Rechteckquerschnittes zurückzuführen. Bei den Versuchen von MacDonald [27], Van Gemert [29] und Jones [30] musste auf die Angaben bei Jansze [4] zurückgegriffen werden, da zum Zeitpunkt der Berichtsverfassung die entsprechenden Literaturstellen nicht zur Verfügung standen. Aus diesem Grund werden diese Versuche für die weiteren Überlegungen nicht mehr berücksichtigt.

7.6.4 Zusammenfassende Erläuterungen zu den Schubversuchen

In keinem der durchgeführten Schubversuche *sb1* bis *sb6* konnte der obere Grenzwert des Schubbereichs 2 τ_{02} trotz ausreichender Dimensionierung der inneren Bügelbewehrung erreicht werden. Das Versagen in Form der Laschenablösung bzw. des Abschälens der Betondeckung erfolgte in den Versuchen *sb1* bis *sb4* schlagartig. Durch die Anordnung von Dübeln (*sb5*) bzw. von Schublaschen (*sb6*) konnte ein duktileres Bauteilverhalten erreicht werden. Dieses äußerte sich darin, dass auch nach ersten wesentlichen Schädigungen des Verbundes die Tragwirkung weiterhin vorhanden war. Zusätzlich konnten die Bruchlasten gesteigert werden. Beim Vergleich mit weiteren Versuchen aus der Literatur konnte festgestellt werden, dass bei Versuchskörpern mit Plattenbalkenquerschnitt deutlich höhere Schubspannungen erreicht wurden als bei Versuchskörpern mit Rechteckquerschnitt.

Aus Bild 7.24 ergeben sich für Plattenbalken- bzw. Rechteckquerschnitte folgende minimal in den Versuchen erreichte Schubspannungen τ_0:

Plattenbalkenquerschnitt: $\tau_0 = 0{,}50\ \tau_{02}$

Rechteckquerschnitt: $\tau_0 = 0{,}27\ \tau_{02}$

Im folgenden werden nun für Plattenbalken- bzw. Rechteckquerschnitte sinnvolle Grenzen angegeben, bis zu welchen bei für den verstärkten Zustand ausreichend dimensionierter innerer Bügelbewehrung auf zusätzlich geklebte Schublaschen verzichtet werden darf. Nach Gleichung (7.1) wurde im Grundwert τ_0 der Schubspannungen ein globaler Sicherheitsbeiwert von 1,75 berücksichtigt.

Aus den 8 in der Auswertung berücksichtigten Plattenbalkenquerschnitten ergibt sich für das Verhältnis τ_0 / τ_{02} ein Mittelwert $\mu_{Plaba} = 0{,}678$ und eine Standardabweichung von $\sigma_{Plaba} = 0{,}1367$, aus den 15 Versuchskörpern mit Rechteckquerschnitt ein Mittelwert $\mu_{RQ} = 0{,}339$ und eine Standardabweichung von $\sigma_{RQ} = 0{,}0652$. Nach [32] berechnet sich der 5% - Fraktilwert mit einer Aussagewahrscheinlichkeit von 75% hierfür zu:

$$P_{0,05} = \mu - k_s \cdot \sigma \tag{7.7}$$

Damit ergeben sich folgende 5% - Fraktilwerte:

Plattenbalkenquerschnitte: $P_{0,05} = 0{,}678 - 2{,}19 \cdot 0{,}1367 = 0{,}38$
Rechteckquerschnitt: $P_{0,05} = 0{,}339 - 1{,}99 \cdot 0{,}0652 = 0{,}21$

Diese ermittelten Grenzen sind in Bild 7.24 als gepunktete Linien eingezeichnet. Ausgehend von diesen Fraktilwerten werden im folgenden Grenzwerte $\tau_{0,min}$ festgelegt, bis zu welchen bei ausreichend dimensionierter innerer Schubbewehrung auf zusätzlich geklebte Schublaschen verzichtet werden darf. Diese Grenzen werden dabei in Anlehnung an die Regelungen von DIN 1045, Tabelle 13 [31] formuliert:

Plattenbalkenquerschnitt: $\tau_{0,min} = \tau_{012}$ $(= 0{,}41\ \tau_{02})$

Rechteckquerschnitt: $\tau_{0,min} = \tau_{011}$ **(Zeile 1b)** $(\approx 0{,}25\ \tau_{02})$

Die Schubbereichsgrenzen τ_{012} sowie τ_{011} **(Zeile 1b)** sind ebenso in Bild 7.24 als strichpunktierte Linien eingezeichnet. Bei Vergleich der gepunkteten mit den strichpunktierten Linien fällt auf, dass die 5%-Fraktilen-Linien unterhalb der hier festgelegten Schubbereichsgrenzen liegen. Da allerdings zum einen handhabbare schon existente Schubbereichsgrenzen, bis zu welchen auf zusätzliche Laschenbügel verzichtet werden darf, angestrebt werden sollten und zum anderen alle hier untersuchten Versuchsergebnisse über den vorgeschlagenen Grenzwerten τ_{012} für Plattenbalkenquerschnitte sowie τ_{011} **(Zeile 1b)** für Rechteckquerschnitte lagen, werden diese Grenzwerte als sinnvoll eingestuft. Darüber hinaus ergibt sich durch die Anordnung von Dübeln gegen das Herabfallen der Stahllaschen im Brandfall ein weiteres Sicherheitselement. Wie der Versuch *sb5* und zahlreiche Versuche in der Literatur gezeigt haben, kann durch die Anordnung von Dübeln die Duktilität der Konstruktion erhöht und damit ein sprödes Versagen verhindert werden.

Mit diesen Grenzwerten aus der DIN 1045 ergeben sich für die Schubbemessung von Plattenbalkenquerschnitten und Rechteckquerschnitten folgende in Tabelle 7.6 angegebene Schubbereichsgrenzen, bis zu denen bei ausreichender innerer Betonstahlschubbewehrung auf zusätzlich geklebte Schublaschen verzichtet werden darf:

Tabelle 7.6: Werte der Schubbereichsgrenzen in [N/mm^2]

	B15	**B25**	**B35**	**B45**	**B55**	**DIN 1045 [31]**
Plattenbalken-querschnitt	0,5	0,75	1,00	1,1	1,25	τ_{012}
Rechteck-querschnitt	0,35	0,5	0,6	0,7	0,8	τ_{011} **(Zeile 1b)**

Für Grundwerte der Schubspannungen $\tau_0 > \tau_{012}$ (Plattenbalken) bzw. $\tau_0 > \tau_{011}$ (Zeile 1b) (Rechteckquerschnitt) sind zusätzliche Laschenbügel anzuordnen. In Schubversuch *sb6* sollte die Wirksamkeit der Verankerung der Laschenbügel untersucht werden und überprüft werden, ob bei Plattenbalkenquerschnitten auf die sehr aufwendige Verankerung der Schublaschen in der Druckzone verzichtet werden darf. Zu diesem Zweck wurden die Laschenbügel lediglich durch Klebeverbund an der Seite des Steges verankert. In Bild 7.27 sind die beiden Endbereiche des Versuchskörpers *sb6* nach der Versuchsdurchführung dargestellt. Die abgelösten Bereiche der Laschenbügel sind schraffiert markiert. Zusätzlich ist die Kraft F angegeben, bei der die Ablösung des entsprechenden Laschenbügelbereiches erfolgte. Auf der Seite A des Versuchskörpers ist ersichtlich, dass die Ablösung der Laschen von außen nach innen erfolgte.

Entsprechend Bild 7.27 kann festgestellt werden, dass der Verlauf der Schubrisse eine stark streuende Größe ist. Hinsichtlich der Wirksamkeit der Verankerung der Laschenbügel ist allerdings der Verlauf der Schubrisse, wie schon in Abschnitt 7.5.6 beschrieben, von entscheidender Bedeutung. Bei Vergleich der äußersten Laschenbügel A1 und B1 in Bild 7.27 ist erkennbar, dass die mögliche Verankerungslänge der Laschenbügel oberhalb kreuzender Schubrisse sehr unterschiedlich ist. Da insbesondere für die weiter innen liegenden Laschen-

bügel keinerlei Aussagen hinsichtlich des Kreuzungspunktes der Schubrisse mit den Laschenbügeln gemacht werden können, müssen zusätzliche Maßnahmen zur Verankerung der Laschenbügel getroffen werden.

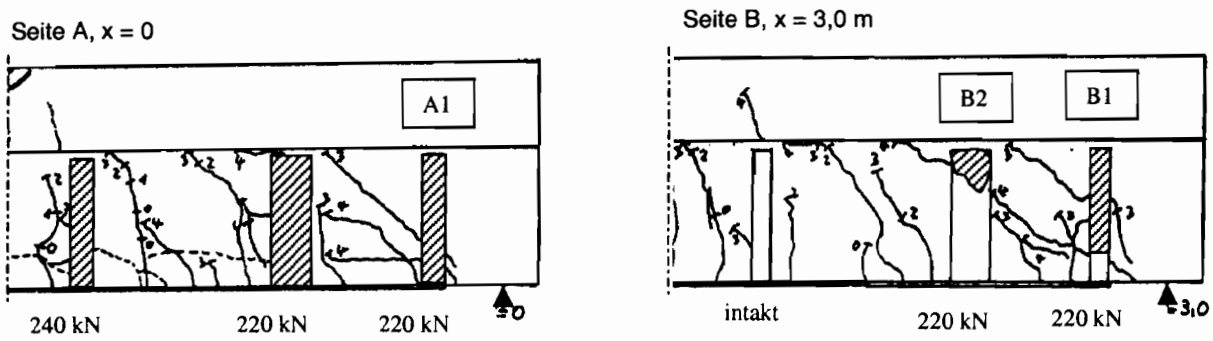


Bild 7.27: Ablösung der Laschenbügel beim Versuch *sb6*

Für die zusätzliche Verankerung des äußersten Laschenbügels dürfte es ausreichend zu sein, die Schublaschen bei Balken mit Plattenbalkenquerschnitt mittels eines durch den Steg geführten Dübels unmittelbar an der Unterseite des Flansches entsprechend Bild 7.28 zu verankern. Für weiter innenliegende Schublaschen ist die Gefahr eines direkt durch die Dübelachse verlaufenden Schubrisses gegeben, womit die Verankerung unwirksam wird (siehe Laschenbügel B2 in Bild 7.27). Aus diesem Grund sollten alle weiter innenliegenden Laschenbügel in der Druckzone entsprechend den Angaben in [1] verankert werden.

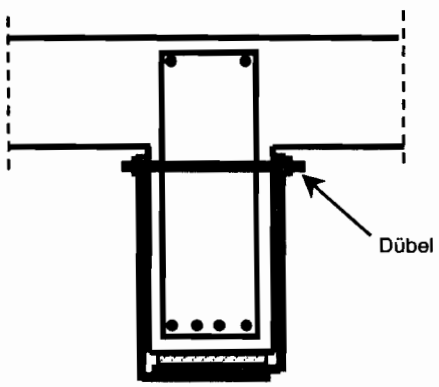


Bild 7.28: Verankerung des äußersten Laschenbügels

8 Zusammenfassung

Im Rahmen des Forschungsvorhabens „Bauteilversuche zur Querkraftbiegung an mittels Klebearmierung verstärkten Betonbauteilen" wurden insgesamt 22 Versuche zur Zugkraftdeckungsproblematik und zur Schubbemessungsproblematik durchgeführt.

In 4 *Verbundversuchen an Zug-Druck-Doppellaschenkörpern* wurde das Verbundverhalten von Stahllaschen untersucht und im Abschnitt 4 dieses Forschungsberichtes beschrieben. Dabei wurden Stahllaschen mit einer Dicke von 5 mm bzw. 15 mm verwendet. Aus den in den Versuchen ermittelten Relativverschiebungs – Längsdehnungskurven wurden mit Hilfe der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes für einen bilinearen Verbundansatz die maßgebenden Parameter ermittelt. Diese flossen in das in [7] beschriebene Forschungsvorhaben, in dem mit Hilfe einer Regressionsanalyse ein allgemeines Verbundgesetz für Klebebewehrung abgeleitet wurde, mit ein.

In 8 *Ausziehversuchen an konsolförmigen Ausziehkörpern* nach Janovic [5] wurde das Verbundverhalten von Betonstählen untersucht (Abschnitt 5). Die Ausziehversuche wurden dabei sowohl für glatten Betonstahl mit einem Durchmesser d_s = 12 mm als auch für gerippten Betonstahl mit einem Durchmesser d_s = 28 mm durchgeführt.

Die identischen Betonstähle wurden in den anschließenden *Versuchen an Biegebauteilen* (Abschnitt 6) eingebaut. In 2 plattenförmigen Versuchskörpern wurde das stark unterschiedliche Verbundverhalten von glatter Betonstahlbewehrung, die in der Praxis bei älteren Gebäuden häufig auftritt, und von Klebebewehrung genauer untersucht. Ein weiterer kritischer Fall der Anwendung von Klebebewehrung wurde an 2 Biegebalken mit Rechteckquerschnitt untersucht, an den Laschen mit einer relativen großen Laschendicke t_L = 15 mm appliziert wurden. Die *Versuche an Biegebauteilen* wurden in zwei Versuchsreihen durchgeführt. In der ersten Versuchsreihe wurde sowohl an einem der plattenförmigen Versuchskörper als auch an einem der Biegebalken in einem statischen Bruchversuch die Bruchlasten gemessen, Laschendehnungen aufgezeichnet, die Rissbildung studiert und daraus mittlere Rissabstände festgelegt. Unter Zugrundelegung der Ergebnisse der ersten Versuchsreihe wurden in die Versuchskörper der zweiten Versuchsreihe Anrissbleche in einem Abstand, der dem aus den ersten Versuchen ermittelten mittleren Abstand der Primärrisse entsprach, eingebaut. Mit Hilfe von auf die Stahllaschen- bzw. Betonstahlbewehrung angebrachten Dehnmessstreifen konnte an den Versuchkörpern der zweiten Versuchsreihe der Zugkraftaufbau in beiden Bewehrungssträngen ermittelt werden. Darüber hinaus konnte anhand dieser Versuche das in der „Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen" [33] angegebene Verfahren zum Nachweis der Zugkraftdeckung bestätigt werden. Zusätzlich wurden in der zweiten Versuchsreihe vor dem statischen Bruchversuch 100000 Lastwechsel im Gebrauchslastbereich auf die Versuchskörper aufgebracht und die Auswirkungen dieser dynamischen Belastung auf die Entwicklung der Stahldehnungen und Balkendurchbiegungen untersucht.

In insgesamt 6 *Versuchen zur Schubbemessung* wurde das Schubtragverhalten von Versuchskörpern mit Plattenbalkenquerschnitt hinsichtlich des Verzichts auf zusätzlich angeklebte Schublaschen bei ausreichend dimensionierter innerer Betonstahlbügelbewehrung in Abschnitt 7 dieses Forschungsberichtes untersucht. Zu diesem Zweck wurden bei den Versuchskörpern mehrere Parameter wie z.B. Biegeschlankheit, Schubschlankheit, Längsbewehrungs-

grad, Belastungsart, Art der inneren Schubbewehrung etc. variiert und auf deren Auswirkungen hin untersucht und miteinander verglichen. In zwei der Versuchskörper wurden zusätzlich Dübel, die nach den Zulassungen zum Schutz gegen das Herabfallen im Brandfall vorzusehen sind, angeordnet bzw. anstelle der Dübel Schublaschen vorgesehen, die allerdings lediglich an den Stegseiten verankert wurden. Mit Hilfe dieser beiden Maßnahmen konnte in diesen Versuchen zum einen ein duktileres Bauteilverhalten erreicht werden und zum anderen die Bruchlast um bis zu 42 % gesteigert werden. In den *Schubversuchen* wurden die Kräfte, Balkendurchbiegungen und Laschendehnungen gemessen. Das Versagen der Versuchskörper war im Prinzip bei allen Versuchen identisch. Bei allen Versuchen konnte bei der Bruchlast die Bildung sehr flach verlaufender Risse im untersten Bereich des Steges beobachtet werden, die entweder zur Ablösung der gesamten Betondeckung führten oder ausgehend von großen vertikalen Rissuferversatzmaßen eine alleinig Ablösung der Lasche zur Folge hatten. Die einbetonierte Schubbewehrung wurde so dimensioniert, dass ohne die Anordnung von zusätzlich geklebten Schublaschen die Schubbeanspruchung τ_{02} an der Obergrenze des Schubbereiches 2 nach DIN 1045 des verstärkten Balkens rechnerisch aufgenommen werden kann. Allerdings konnte in keinem der 6 Schubversuche – auch nicht bei den Versuchen mit Dübel bzw. Schublaschen - dieser Grenzwert erreicht werden. Die erhaltenen Versuchsergebnisse wurden mit weiteren Versuchen aus der Literatur verglichen. Dabei konnte festgestellt werden, dass bei Versuchskörpern mit Plattenbalkenquerschnitt im Gegensatz zu Versuchskörpern mit Rechteckquerschnitt deutlich höhere Schubspannungen erreicht wurden. Abschließend wurden in Anlehnung an die Bestimmungen der DIN 1045 (7.88) Grenzwerte festgelegt bis zu welchen auf zusätzlich geklebte Schublaschen verzichtet werden darf, wenn die innere Schubbewehrung für den verstärkten Zustand ausreichend dimensioniert ist. Danach darf bei Bauteilen mit Plattenbalkenquerschnitt für $\tau_0 < \tau_{012}$ und bei Bauteilen mit Rechteckquerschnitt für $\tau_0 < \tau_{011}$ (Zeile 1b) auf zusätzlich geklebte Schublaschen verzichtet werden, wenn die innere Schubbewehrung für den verstärkten Zustand ausreichend dimensioniert ist.

9 Literatur

[1] Deutsches Institut für Bauchtechnik: Richtlinie für das Verkleben von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen - Entwurf Juni 1997.
[2] Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig: Durchführung eines Grundsatzversuches mit Klebearmierung für nicht vorwiegend ruhende Lasten. Untersuchungsbericht. Braunschweig, 1987.
[3] Wörner, J.-D.; Deußer, S.; Isheim, A.: Vergleich der Berechnungsverfahren für mit aufgeklebten Stahllaschen verstärkte Stahlbetonbauteile anhand vorhandener Versuchsergebnisse - Teil II. Forschungsbericht. Technische Hochschule Darmstadt, Institut für Statik, Darmstadt, März, 1997.
[4] Jansze, W.: Strengthening of Reinforced Concrete Members in Bending by Externally Bonded Steel Plates - Design for Beam Shear and Plate Anchorage. Proefschrift. TU Delft, Delft 1997.
[5] Janovic, K.: Bericht über den neuen konsolenförmigen Ausziehkörper als Vorschlag für ein allgemeingültiges Verbundprüfverfahren. Bericht Nr. 1349/Ja/K. Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, November 1979.
[6] Deutsches Institut für Bautechnik: Zulassungsbescheid Nr. Z-36.1-4. Schubfeste Klebeverbindung zwischen Stahlplatten und Stahlbetonbauteilen oder Spannbetonbauteilen. Berlin, Dezember 1992.
[7] Zilch, K.; Niedermeier, R.: Ermittlung der charakteristischen Verbundbruchkraft für auf Betonbauteile aufgeklebte Stahllaschen. Forschungsbericht. Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, November 1999.
[8] Derflinger, F.: Grundsatzprüfung zur Erlangung eines Zulassungsbescheides für die Herstellung von schubfesten Klebeverbindungen zwischen Stahlplatten und Stahlbetonbauteilen. Untersuchungsbericht Nr. 1190, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, Juni 1984.
[9] Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodelle des Verbundes geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Dissertation. TU Braunschweig, 1994.
[10] Sika Chemie GmbH: Technische Dokumentation Bau. Ausgabe Juli 1998, Stuttgart, 1998.
[11] Deutsches Institut für Normung: DIN 1045 – Bauwerke aus Stahlbeton. Ausgabe 11.59; abgedruckt im Betonkalender 1970, Teil 1. Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1970.
[12] Zilch, K; Müller, HH.: Verbund-Grundgesetze unter dem Einfluß der Sprengwirkung und der Betondeckung. Schlußbericht zum Forschungsvorhaben. Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, März 1995.
[13] Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton – geklebte Bewehrung. Dissertation, TU Braunschweig, 1982.
[14] Leonhardt, F; Mönning, E.: Vorlesungen über Massivbau, Erster Teil, Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 1973.
[15] Niedermeier, R.: Verbundtragfähigkeit aufgeklebter Bewehrung. 3. Münchner Massivbau Seminar. Technische Universität München, 1999.
[16] Kuntz, S.: Verbundverhalten von laschenverstärkten Stahlbetonzuggliedern. Diplomarbeit, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig,1993.
[17] RILEM: Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials; E & FN Spon. London, 1994.

[18] Kerschensteiner, M.: Verstärken von Stahlbeton-Biegebalken mit faserverstärkten Kunststoffen. Diplomarbeit, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 1996.
[19] Kani, G.N.J.: Basic facts concerning shear failure. ACI Journal 64 (1966), No. 6, p. 675 – 692.
[20] Oehlers, D.J.; Moran, J.P.: Premature failure of externally plated reinforced concrete beams, Journal of Structural Engineer, Vol. 116, No 4, April 1990, pp. 978- 995, 1989.
[21] Pichler, D.: Die Wirkung von Anpressdrücken auf die Verankerung von Klebelamellen. Disseration, Universität Innsbruck, 1993.
[22] Kim, W.; White, R.: Initiation of Shear Cracking in Reinforced Concrete Beams with no Web Reinforcement. ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 3, pp 301 – 308, 1991.
[23] Müller, H.H.; Derflinger, F.: Grundsatzprüfung zur Erlangung eines Zulassungsbescheides für die Herstellung von schubfesten Klebeverbindungen zwischen Stahlplatten und Stahlbetonbauteilen. Untersuchungsbericht Nr.: 1190/De/K, Institut für Bauingenieurwesen III, TU München, 19.7.1984.
[24] Rostasy, F.S.; Ranisch, E.-H.: Grundsatzprüfung für angeklebte Laschenverstärkungen. Untersuchungsbericht Nr. 84409-Ra/CC-, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 16.7.1984.
[25] Grasser, E.: Bemessung für Biegung mit Längskraft, Schub und Torsion. DIN 1045 (7.88), Sonderdruck aus dem Beton-Kalender 1994, Berlin 1994.
[26] Comité Euro-International du Béton (Hrsg.): CEB – FIP Model Code 1990 – Final Draft. Lausanne, 1991.
[27] MacDonald, M.D.: The flexural performance of 3.5 m concrete beams with various bonded external reinforcements. Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne. Digest of Report SR728, 1982.
[28] Swamy, R.N.; Jones, R.; Bloxham, J.: Structural behaviour of reinforced concrete beams strenghened by epoxy-bonded steel plates, The Structural Engineer, Volume 65 A, No 2, 1987.
[29] Van Gemert, D.: Force transfer in epoxy bonded steel/concrete joints. International Journal of Adhesion and Adhesives, Vol 1, No 2, 1980.
[30] Jones, R.; Swamy, R.N.; Ang, T.H.: Under- and over-reinforced concrete beams with glued steel plates. The international Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Volume 4, Number 1, February 1982.
[31] Deutsches Institut für Normung: DIN 1045, Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung, Ausgabe Juli 1988.
[32] Deutsches Instiut für Bautechnik: Grundlagen zur Beurteilung von Baustoffen, Bauteilen und Bauarten im Prüfzeichen- und Zulassungsverfahren – Fassung Mai 1986.
[33] Deutsches Institut für Bautechnik: Richtlinie für das Verstärken von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen. Januar 2000.
[34] Niedermeier, R.: Zugkraftdeckung bei klebearmierten Bauteilen. Dissertation (in Vorbereitung), Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 2000.

ANHANG A – Versuchsmaterialien, Verbundversuche

Tabelle A 1: Würfel-, Zylinderdruck- und Oberflächenzugfestigkeiten der Probekörper zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung

Versuch	Alter Probekörper Zeitpunkt Versuchs-durchführung a [d]	Würfeldruck-festigkeit β_{W200} [N/mm^2]	Zylinderdruck-festigkeit β_C [N/mm^2]	Druck-festigkeit (Rück-prallhammer) $\beta_{Rück}$ [N/mm^2]	Oberflächen-zugfestigkeit β_{OZ} [N/mm^2]
zd1	116	34,6	32,5	32,7	2,21
zd2	114	34,5	32,5	32,6	2,21
zd3	115	34,5	32,5	32,6	2,21
zd4	95	33,7	32,1	31,7	2,21
ja28/1	163	42,5	-	-	-
ja28/2	163	42,5	-	-	-
ja28/3	163	42,5	-	-	-
ja28/4	163	42,5	-	-	-
ja12/1	163	42,5	-	-	-
ja12/2	163	42,5	-	-	-
ja12/3	163	42,5	-	-	-
ja12/4	163	42,5	-	-	-
bb1	63	39,1	37,5	39,5	3,45
bpl1	64	39,0	37,5	39,1	3,52
bb2	146	41,9	37,6	42,2	2,40
bpl2	62	36,5	35,3	36,0	3,23
sb1	55	41,2	33,3	-	2,71
sb2	58	42,7	33,2	-	2,19
sb3	37	38,7	32,3	-	3,27
sb4	30	38,4	30,1	-	2,70
sb5	83	41,4	33,2	-	2,93
sb6	83	47,3	36,0	-	2,32

Tabelle A 2: Alter der Klebschicht zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung

Versuch	Alter der Klebschicht zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung [d]
zd1	17
zd2	26
zd3	22
zd4	10
bb1	>350 h
bb2	63
bpl1	>350 h
bpl2	35
sb1	14
sb2	27
sb3	9
sb4	19
sb5	23
sb6	27

Tabelle A 3: Anordnung der Dehnmessstreifen (vgl. Bild A 1 und Bild A 2)

Versuch	Seite	l_1 [mm]	l_2 [mm]	l_3 [mm]	l_4 [mm]	l_5 [mm]	l_6 [mm]	l_7 [mm]
zd1	B	-	40	-	-	40	-	50
	D	-	40	-	-	40	-	50
zd2	B	-	40	-	-	40	-	50
	D	-	40	-	-	40	-	50
zd3	B	25	-	150	25	-	175	50
	D	25	-	150	25	-	175	50
zd4	B	25	-	150	25	-	175	50
	D	25	-	150	25	-	175	50

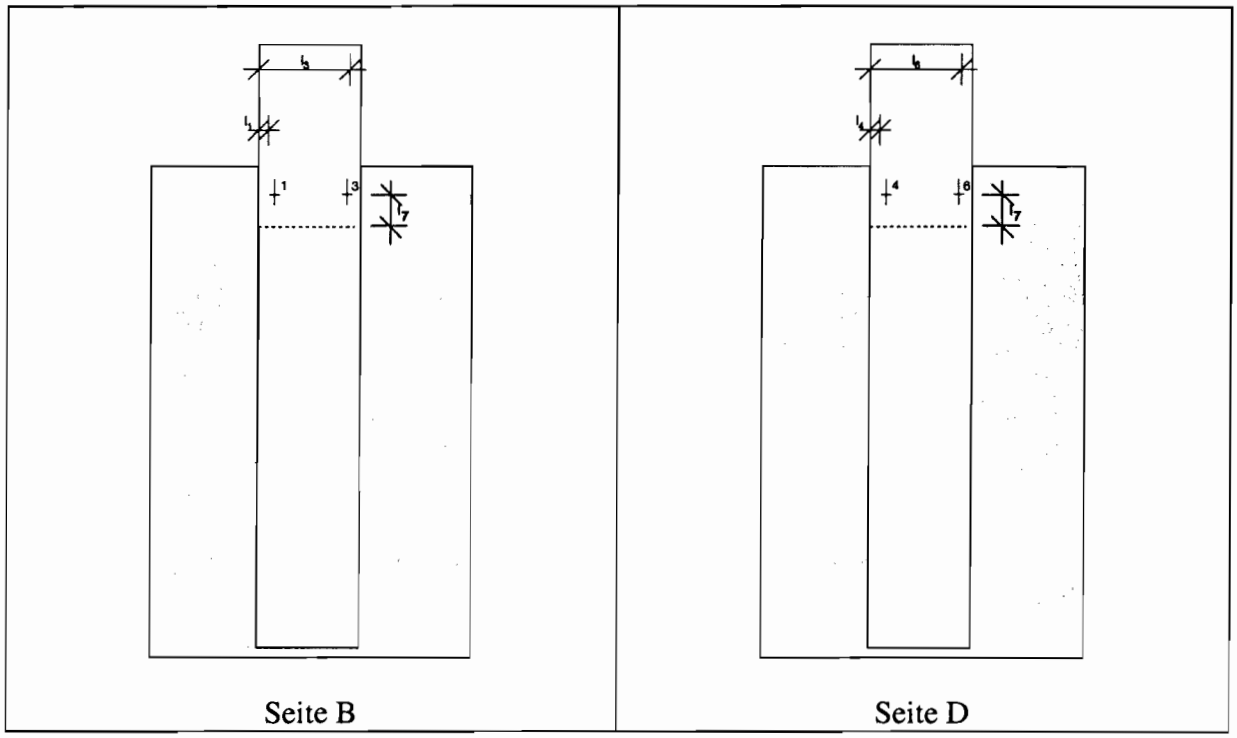


Bild A 1: Anordnung der Dehnmessstreifen an den Versuchskörpern *zd3* und *zd4*

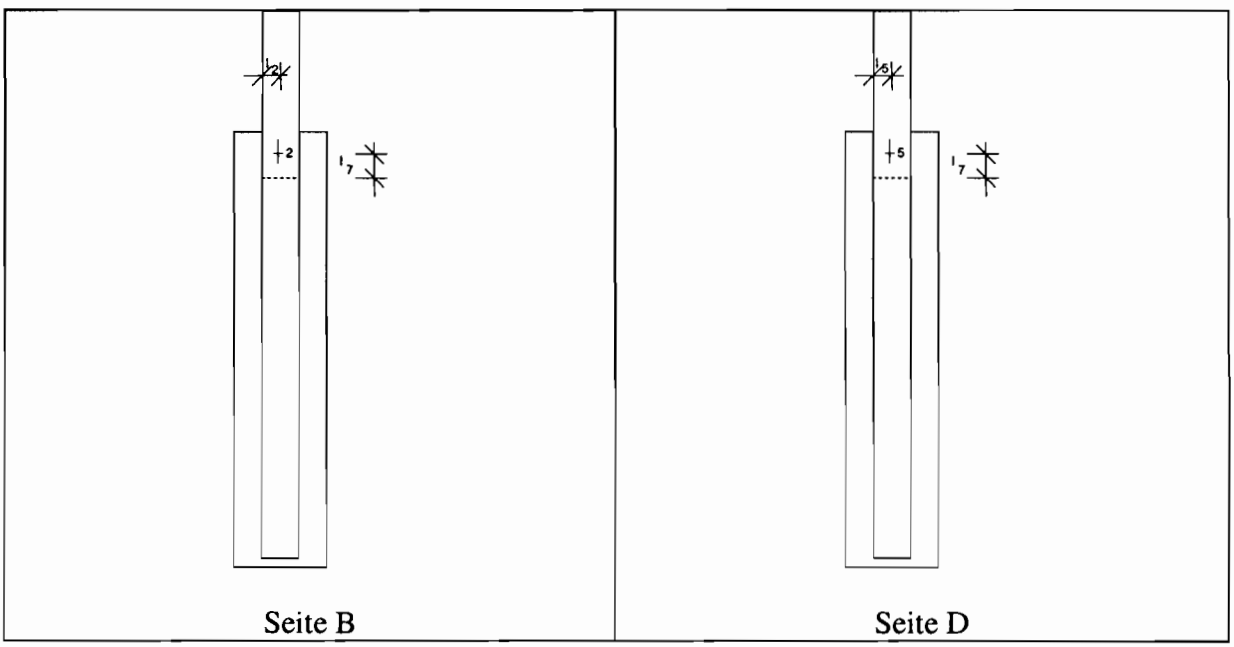


Bild A 2: Anordnung der Dehnmessstreifen an den Versuchskörpern *zd1* und *zd2*

ANHANG B – Biegeversuche

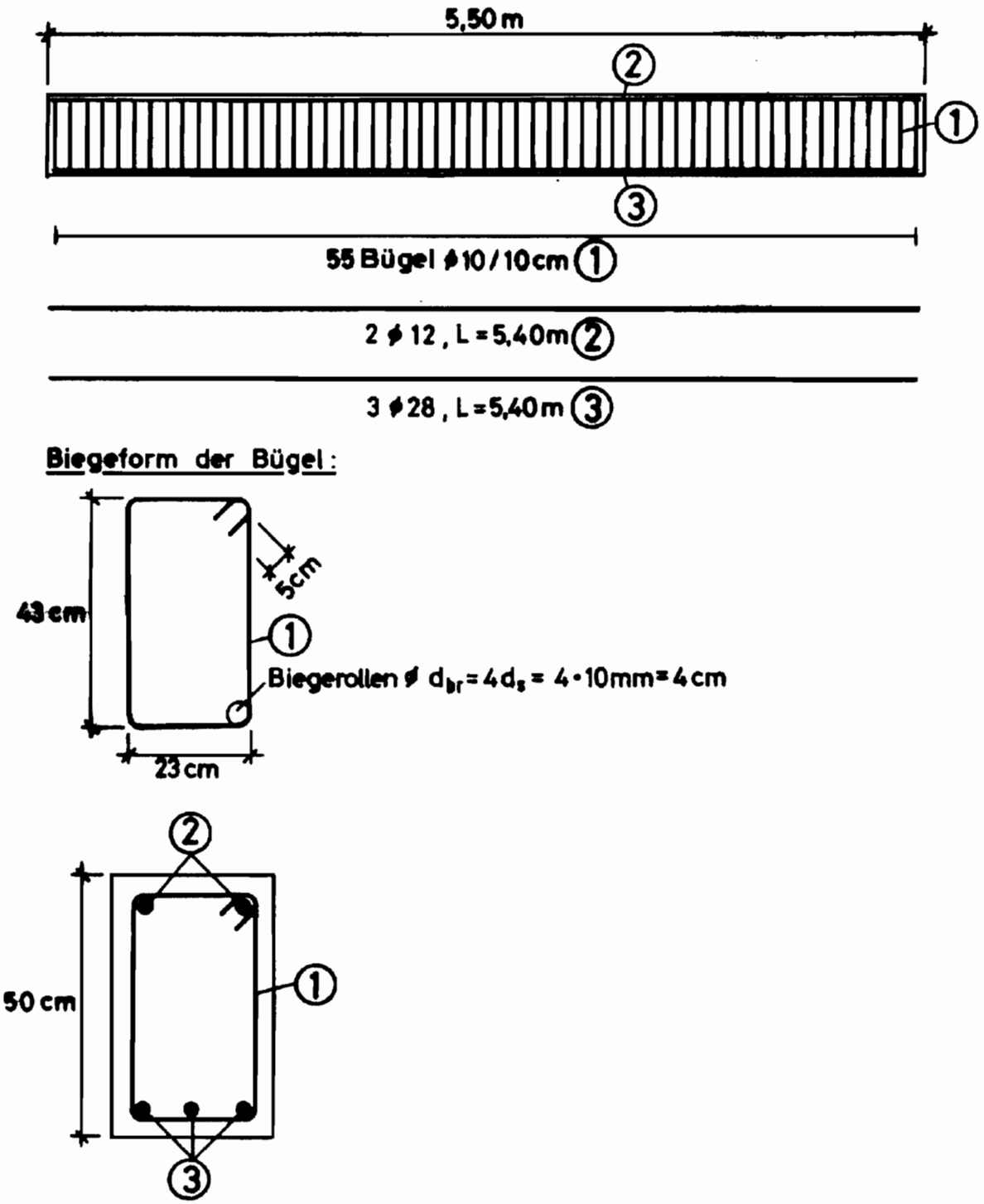
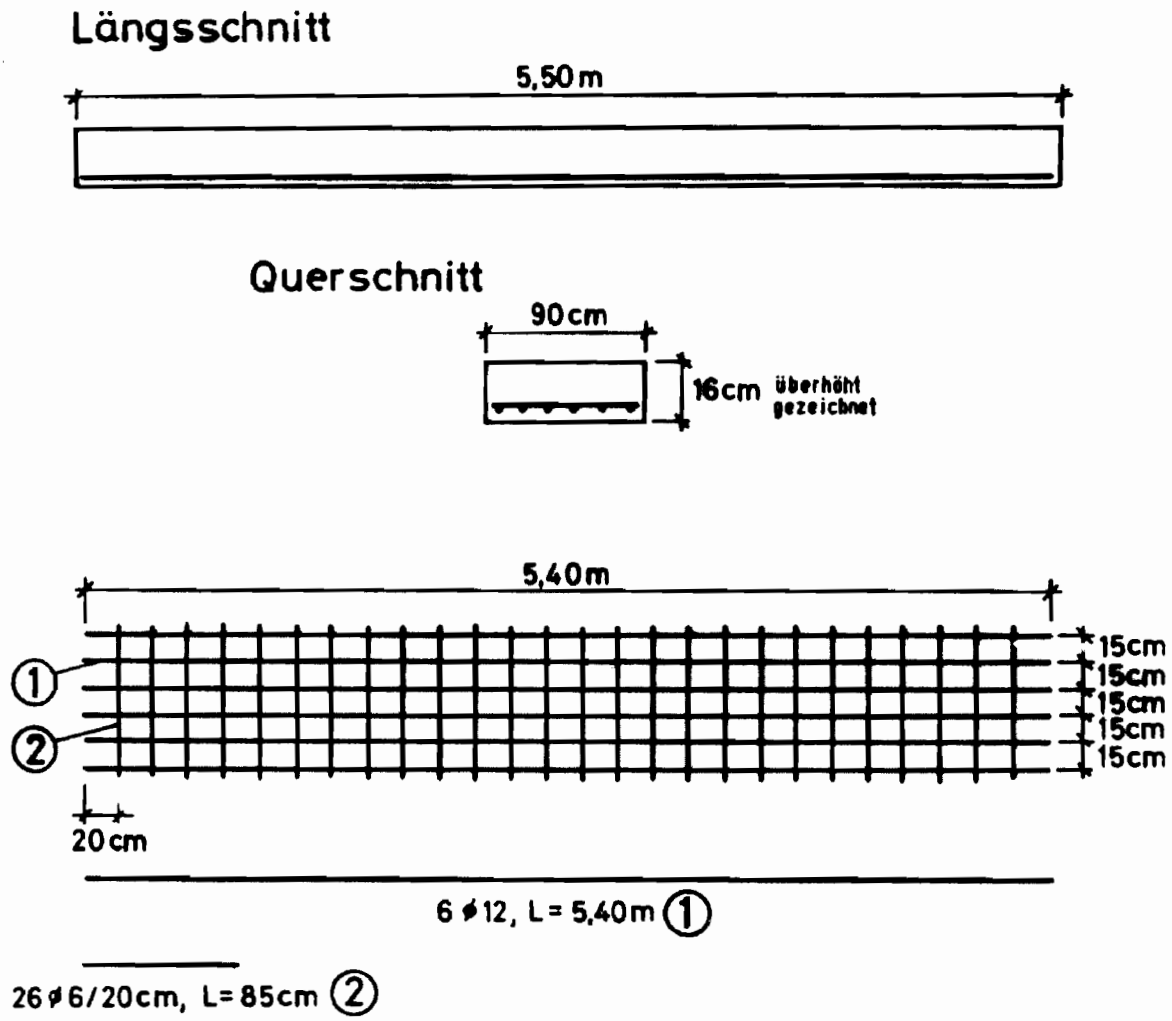


Bild B 1: Bewehrungsplan *bb1* und *bb2*



(Beim Versuchskörper *bpl2* wurden noch zusätzlich 2 Stäbe ∅ 6 mm in der Druckzone der Platte über die gesamte Länge mit einer Betondeckung c= 1,5 cm eingelegt.)

Bild B 2: Bewehrungsplan *bpl1* und *bpl2*

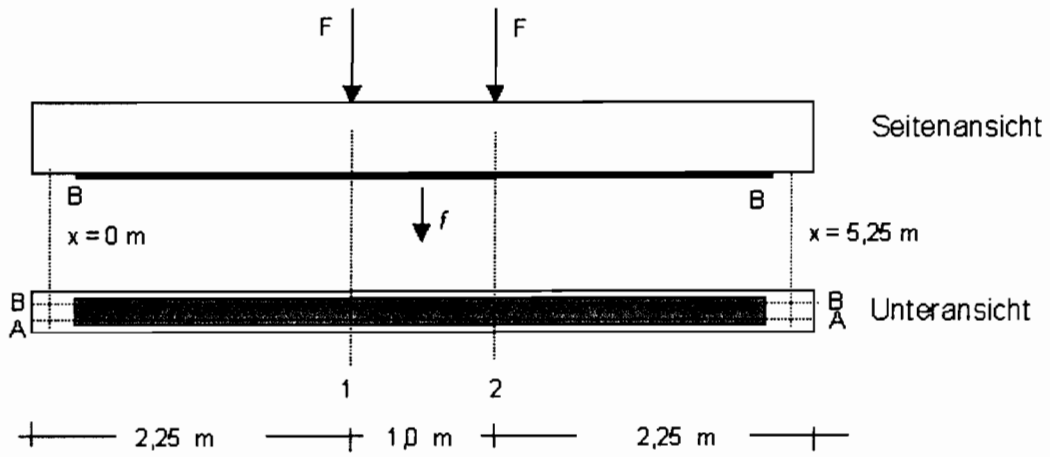


Bild B 3: Messachsen des Versuchskörpers *bb1*

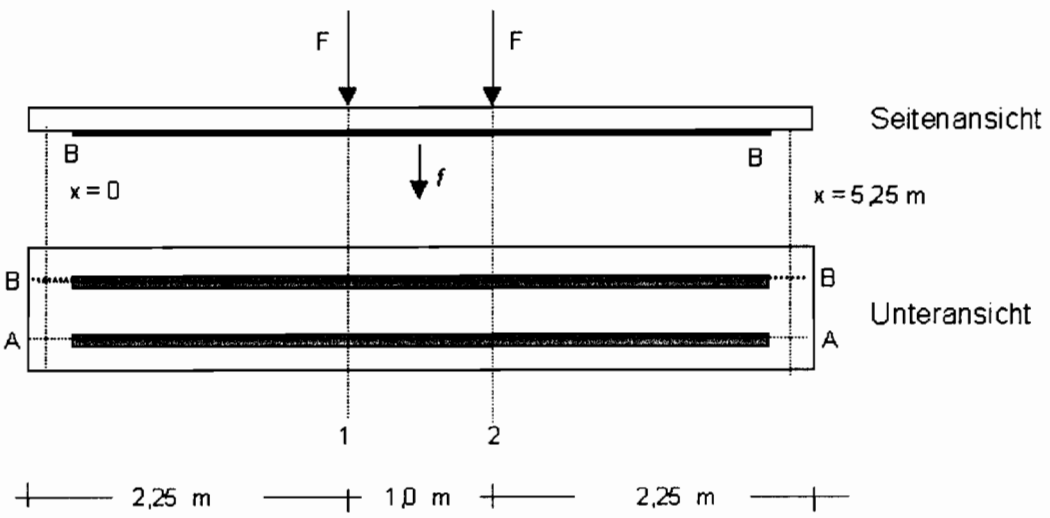


Bild B 4: Messachsen des Versuchskörpers *bpl1*

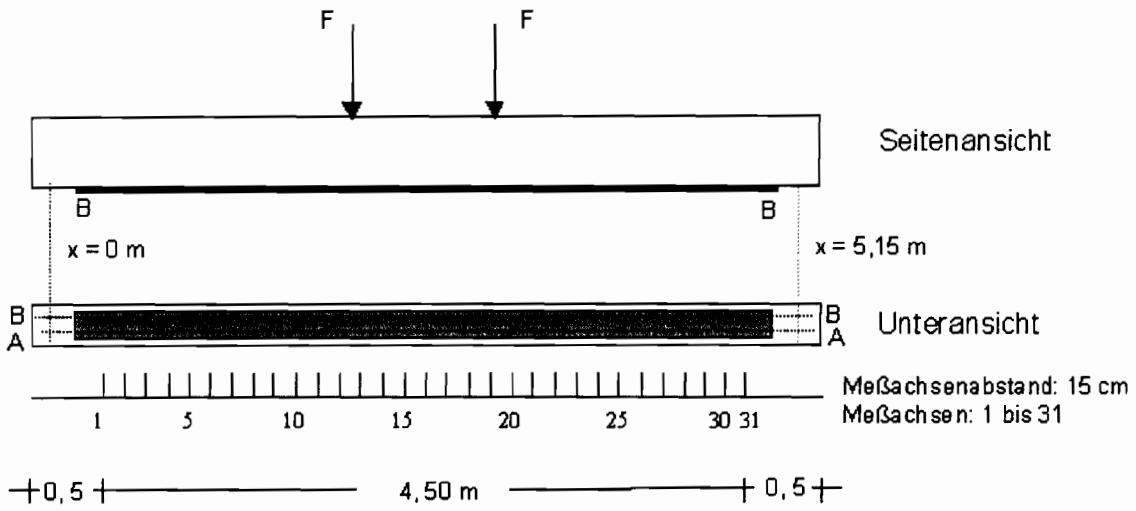


Bild B 5: Messachsen des Versuchskörpers *bb2*

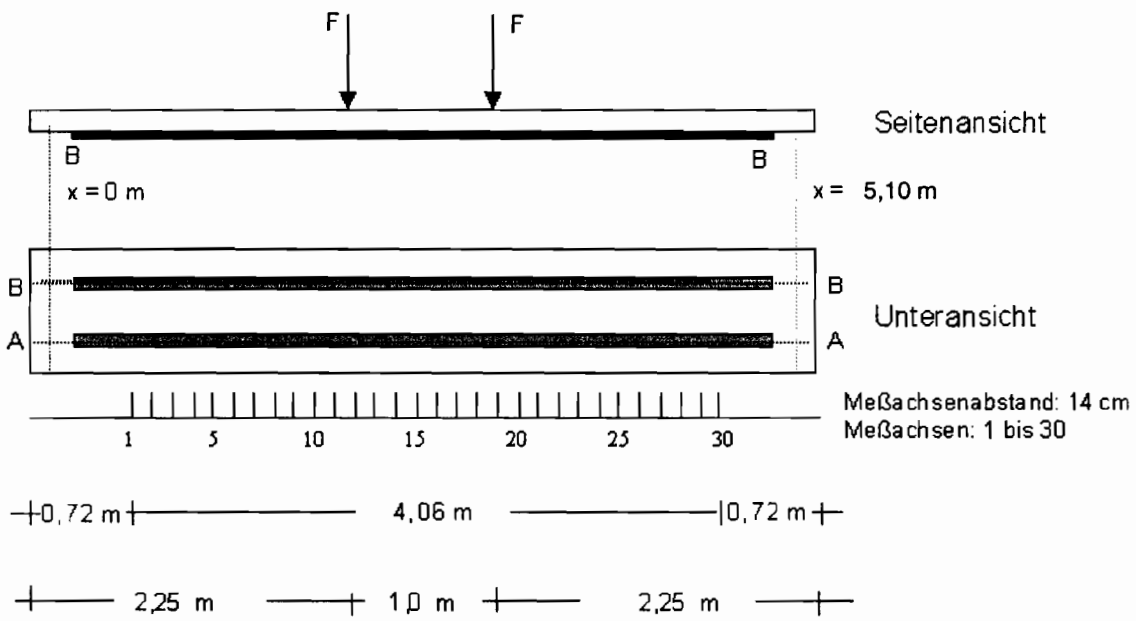


Bild B 6: Messachsen des Versuchskörpers *bpl2*

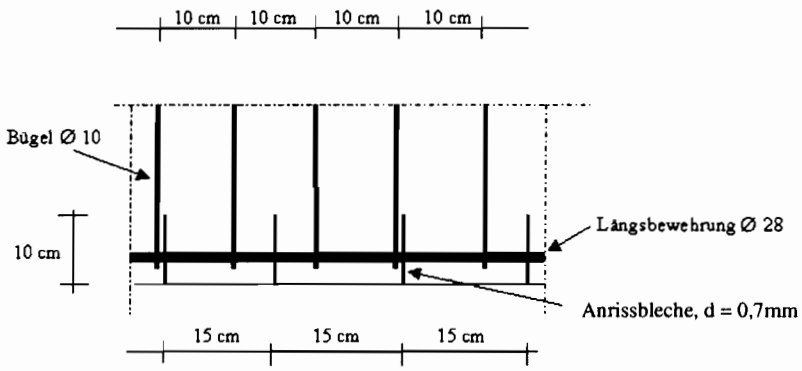


Bild B 7: Anordnung der Anrissbleche beim Versuchskörper *bb2*

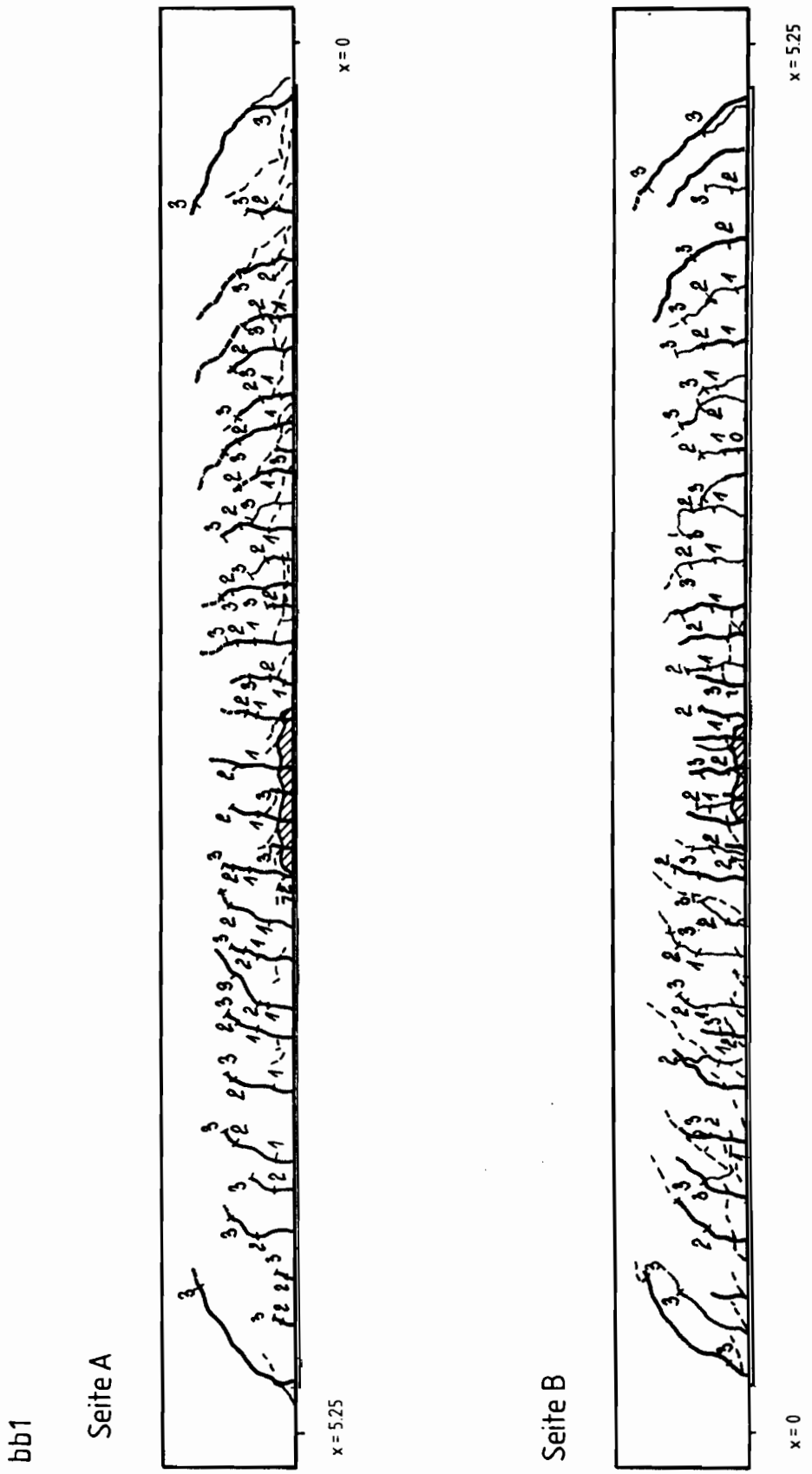


Bild B 8: Rissbild zu Versuch *bb1*

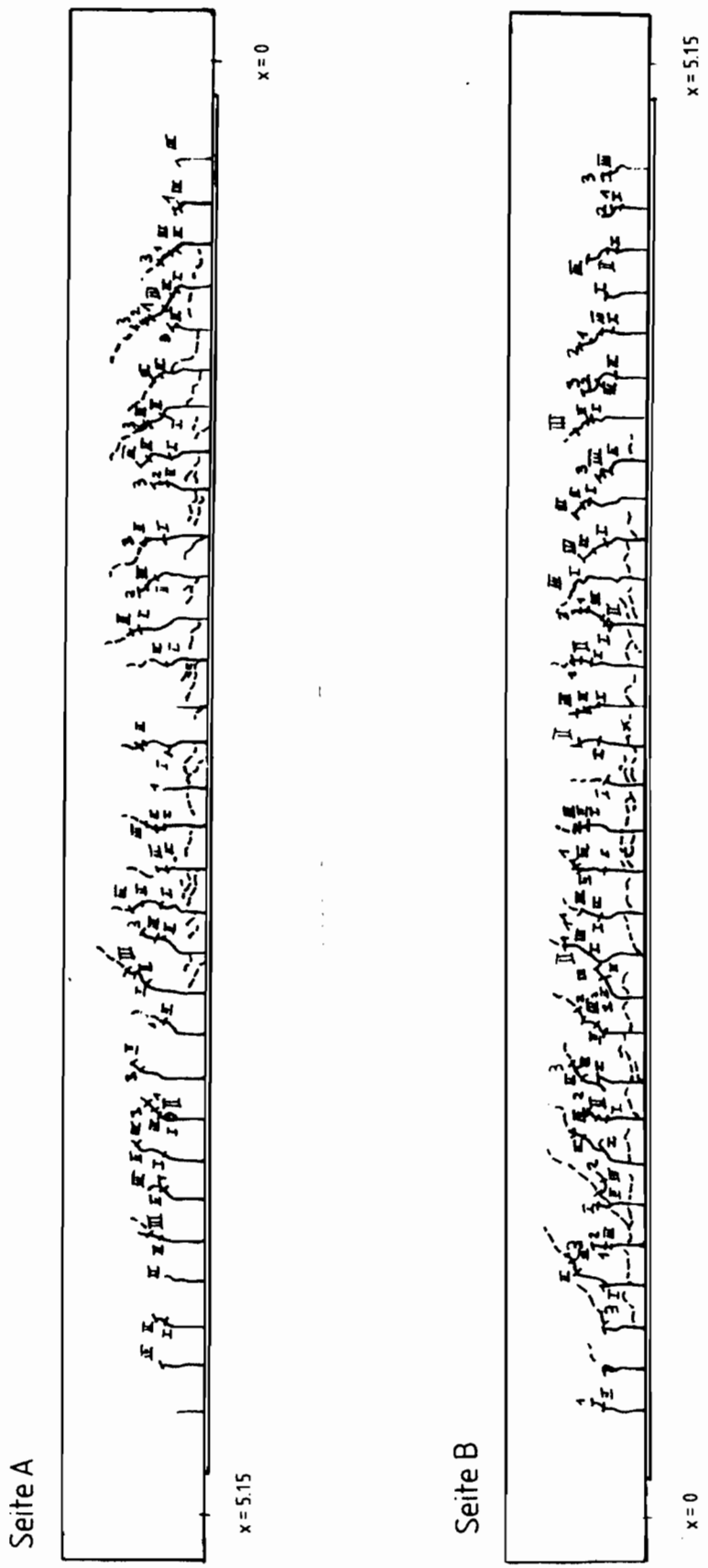


Bild B 9: Rissbild zu Versuch *bb2*

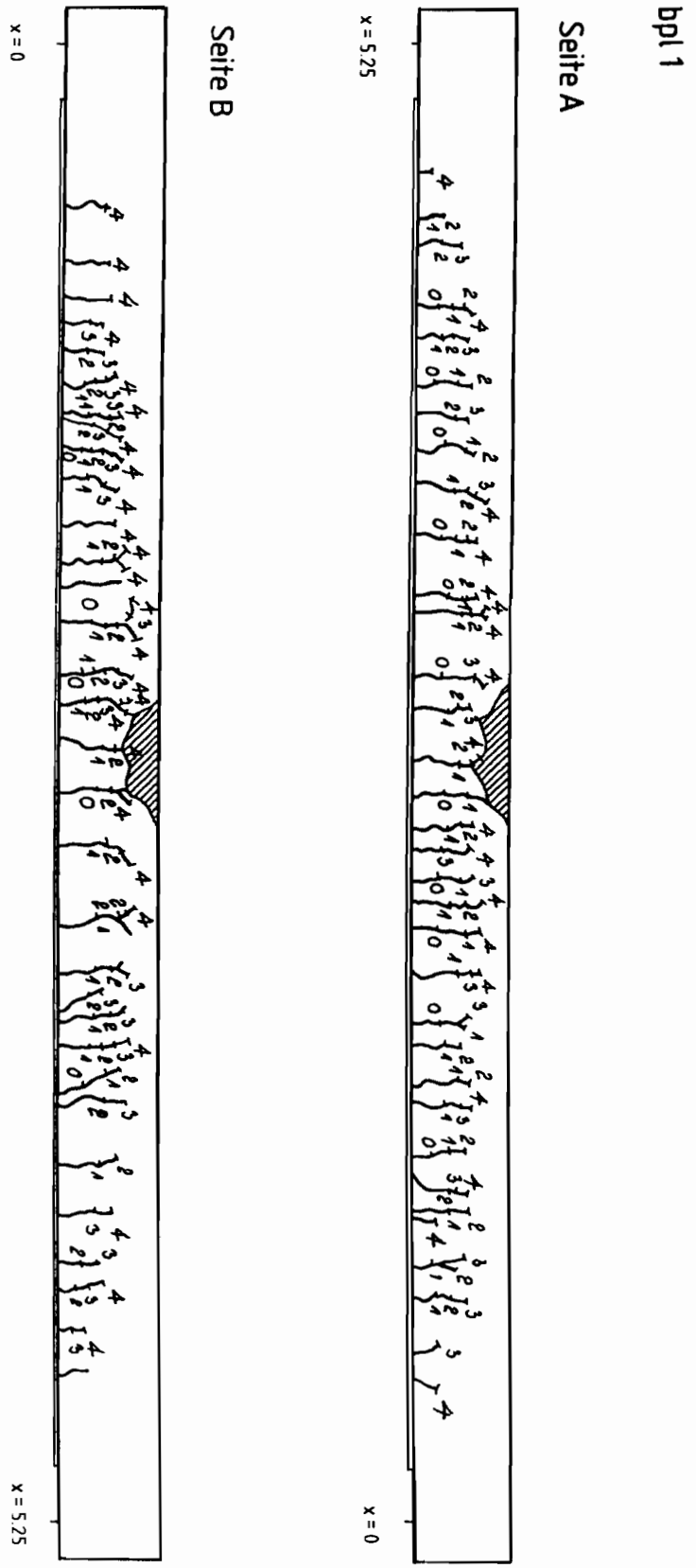


Bild B 10: Rissbild zu Versuch *bpl1*

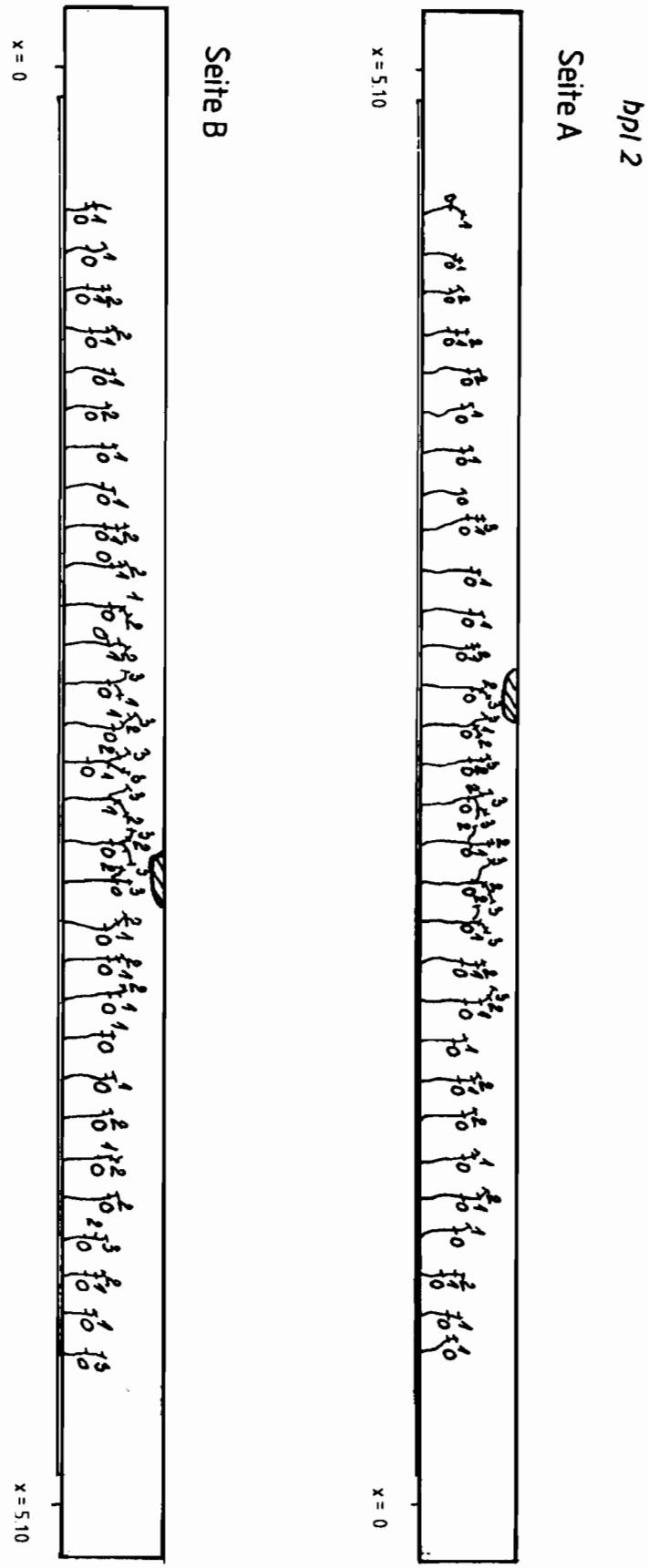


Bild B 11: Rissbild zu Versuch *bpl2*

Tabelle B 1: Laststufen der Bruchversuche *bb1* und *bpl1*

Laststufe	***bb1***		***bpl1***	
LS 1	50 kN	Rissbild 1	11 kN	Rissbild 1
LS 2	95 kN	Rissbild 2	14 kN	Rissbild 2
LS 3	135 kN	Rissbild 3	18 kN	Rissbild 3
LS 4			23 kN	Rissbild 4

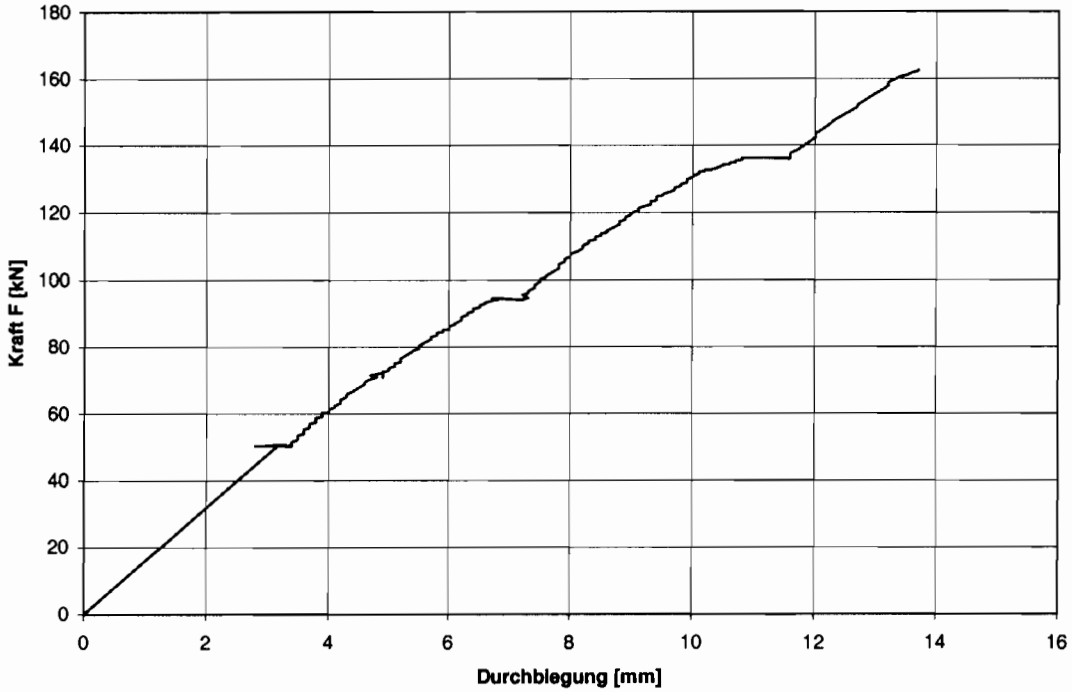


Bild B 12: Kraft-Verformungsdiagramm *bb1*

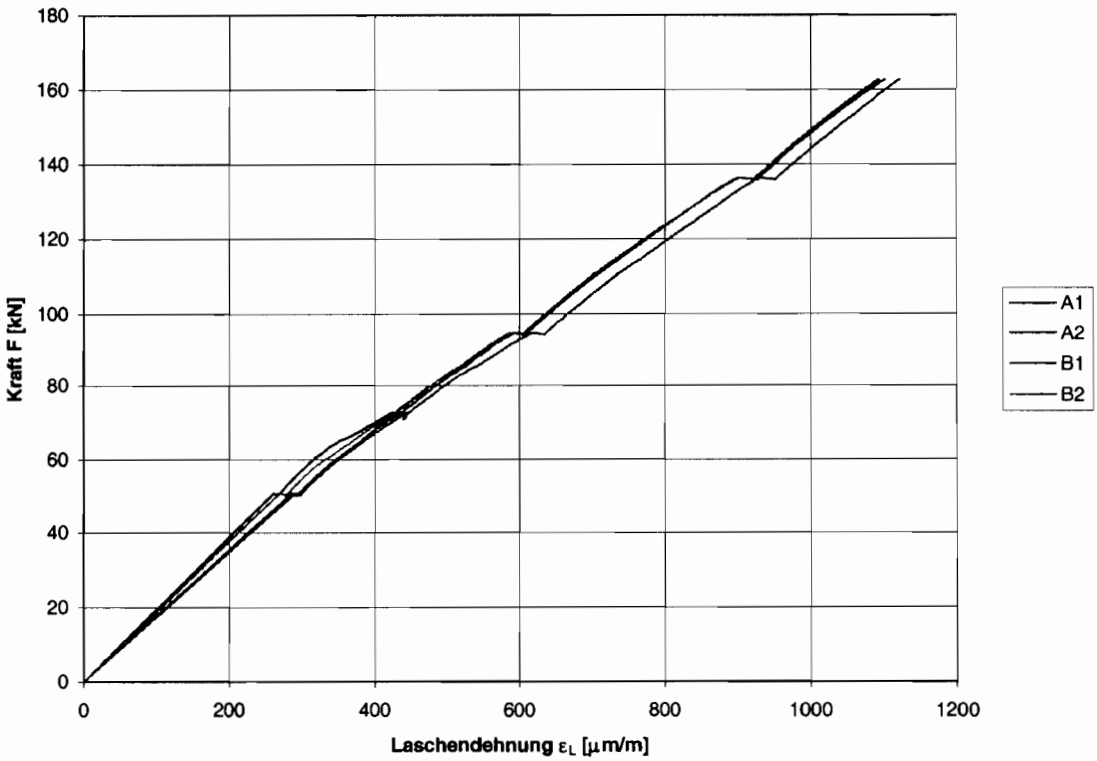


Bild B 13: Kraft-Laschendehnungsdiagramm *bb1*

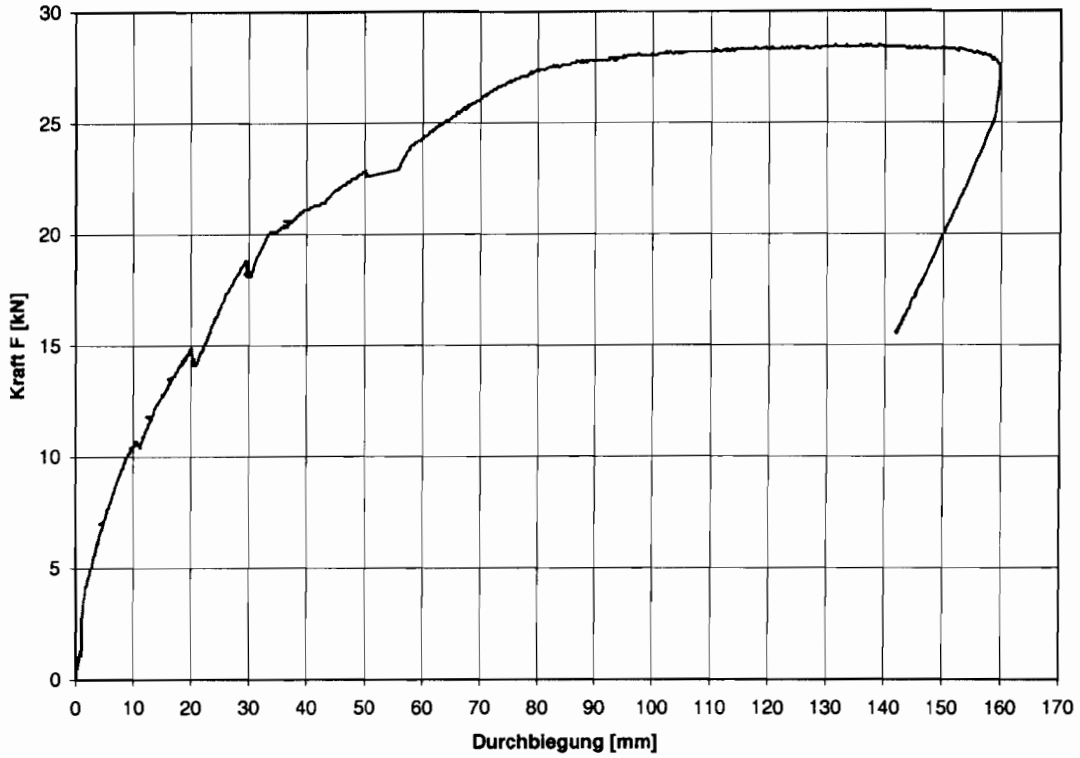


Bild B 14: Kraft – Verformungsdiagramm *bpl1*

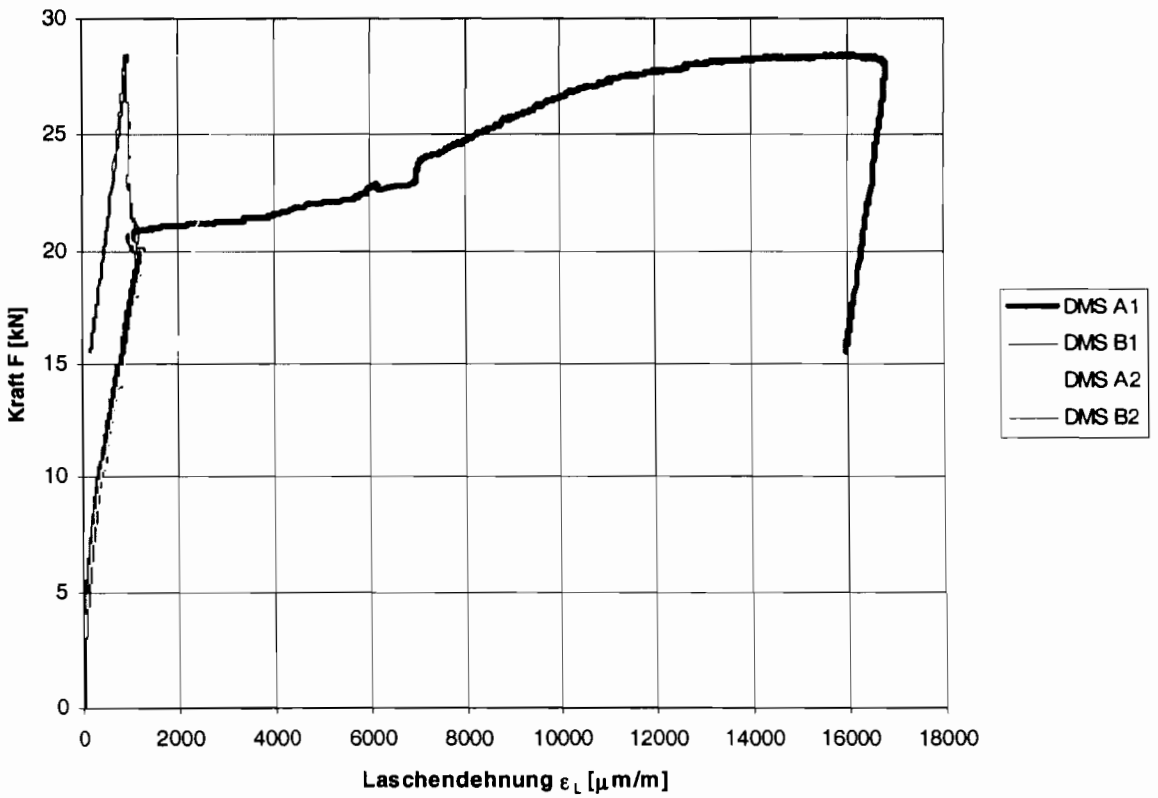


Bild B 15: Kraft – Laschendehnungsdiagramm *bpl1*

Tabelle B 2: Versuchsdaten *bb2* während der dynamischen Belastung

LW	Kraft *F*		Durchb. *f*		A1		B1		A2		B2		A3		B3		A4		B4		A5		B5	
	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL
0		99		6,4		73		63		76		78		136		132		134		160		186		184
18000	7	88	9,1	10,8	41	100	38	94	4	77	0	70	33	148	20	135	18	144	30	167	26	188	28	190
20000	7	88	9,1	10,8	38	98	36	90	4	77	0	70	33	147	19	135	18	143	30	167	26	187	28	190
25000	7	89	9,1	10,8	32	93	30	86	5	79	0	71	33	148	21	137	18	144	30	168	27	188	28	191
30000	7	89	9,0	10,8	40	101	39	94	7	81	1	73	36	151	23	140	20	147	32	171	30	192	30	194
35000	7	89	9,0	10,7	45	105	45	100	8	83	2	74	37	153	25	141	21	149	33	172	30	193	32	196
40000	7	88	9,0	10,7	50	111	50	106	9	84	3	76	39	155	26	143	23	151	34	174	31	195	33	198
45000	6	89	9,0	10,8	53	116	54	111	0	76	0	70	29	149	16	137	13	145	25	169	22	189	24	194
50000	5	89	9,0	10,8	63	126	54	122	1	78	0	71	30	150	18	139	15	146	26	170	17	190	25	196
55000	6	89	9,0	10,7	62	125	63	121	0	78	0	72	30	150	18	140	14	146	26	172	22	190	26	198
60000	6	89	9,0	10,7	65	128	66	125	1	79	0	75	30	150	19	142	15	147	27	173	23	193	27	200
65000	6	89	8,9	10,7	68	130	68	128	1	79	0	74	31	151	20	143	15	148	28	174	24	192	28	202
70000	6	89	8,9	10,7	45	133	71	131	2	80	0	75	32	153	20	144	16	149	29	175	24	193	29	204
75000	6	89	8,9	10,6	74	137	75	135	1	79	0	76	31	152	20	145	15	149	29	176	23	192	29	205
80000	6	89	8,8	10,6	73	135	76	138	0	77	0	78	30	149	21	148	14	146	29	179	22	190	26	210
85000	6	90	9,0	10,8	80	145	79	140	1	81	0	76	31	155	20	145	15	153	29	177	24	198	30	207
90000	6	90	9,0	10,8	84	150	83	144	2	82	0	77	33	157	21	146	17	154	29	178	25	199	30	209
95000	6	90	9,0	10,7	87	154	87	147	3	83	0	78	34	158	22	147	17	156	30	179	26	200	31	209
100000	6	90	9,0	10,8	89	155	89	150	3	84	0	79	35	159	23	148	18	157	31	180	26	201	32	210
100000		90		9,1		158		153		85		80		159		149		157		180		201		211

Tabelle B 2: Versuchsdaten *bb2* während der dynamischen Belastung (Forts.)

LW	A6		B6		A7		B7		A8		B8		A9		B9		A10		B10		A11		B11	
	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL
0		233		212		260		279		329		312		354		347		399		402		455		456
18000	47	242	44	233	68	293	76	305	90	363	67	334	85	390	86	383	91	431	107	448	99	481	148	507
20000	46	241	44	233	68	293	77	305	90	363	67	334	85	390	85	383	91	431	107	448	99	481	148	507
25000	45	241	43	233	69	295	75	305	92	365	67	336	85	391	86	386	91	431	107	450	97	479	147	508
30000	49	245	46	237	71	298	78	310	94	369	69	339	87	394	88	389	93	434	108	454	99	482	151	511
35000	50	247	48	239	72	299	79	310	97	372	71	341	88	396	90	391	94	436	111	456	101	484	152	513
40000	47	249	49	242	74	302	80	313	96	372	72	342	90	398	91	394	96	438	112	458	102	486	154	515
45000	41	244	41	239	71	305	78	317	95	377	68	347	85	401	87	399	91	442	107	463	98	491	150	521
50000	43	245	42	241	72	306	79	319	99	380	66	349	87	403	89	401	92	443	108	465	99	491	151	523
55000	43	245	43	243	72	307	80	322	95	378	70	350	86	403	89	404	92	444	109	467	98	491	152	525
60000	44	247	44	244	73	307	80	323	96	378	71	352	87	404	90	405	92	444	110	468	99	492	154	528
65000	44	248	45	245	73	309	81	324	99	380	72	353	88	405	91	407	93	445	111	470	100	493	155	528
70000	45	249	46	246	74	310	82	326	99	381	72	355	89	406	92	410	94	446	111	472	100	494	156	530
75000	46	249	46	248	73	309	83	327	103	386	72	356	88	406	92	410	93	445	112	473	101	494	156	531
80000	44	245	48	253	72	305	84	333	104	385	74	363	87	400	93	418	92	439	113	482	99	489	157	538
85000	46	257	47	249	74	317	83	328	109	402	72	357	89	416	92	413	94	456	112	475	101	506	157	533
90000	48	259	48	250	75	318	84	330	109	401	73	358	90	418	93	414	95	458	113	476	103	507	158	535
95000	49	260	49	251	76	319	85	331	109	402	74	359	91	420	94	415	95	458	114	477	103	508	159	536
100000	50	261	49	252	76	320	86	332	113	406	75	360	92	421	95	416	96	459	114	479	104	511	160	537
100000		261		253		320		334		402		362		421		420		460		481		510		540

Tabelle B 2: Versuchsdaten *bb2* während der dynamischen Belastung (Forts.)

LW	A12		B12		A13		B13		A14		B14		A15		B15		A16		B16		A17		B17	
	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL
0		408	defekt	defekt		435		445		467		516		499		463		477		469		458		459
18000	79	434	defekt	defekt	87	458	83	465	105	490	77	433	104	513	88	478	96	489	97	487	106	496	101	499
20000	78	433	defekt	defekt	86	457	82	464	105	489	77	433	104	513	88	478	95	489	97	487	104	495	99	498
25000	78	433	defekt	defekt	85	456	85	468	103	488	77	434	102	511	87	478	92	485	95	486	95	486	87	488
30000	80	435	defekt	defekt	87	458	86	469	105	490	78	438	104	513	88	479	93	486	96	489	93	484	86	486
35000	81	437	defekt	defekt	88	459	86	472	107	492	80	438	106	515	90	482	97	488	98	491	99	490	88	493
40000	81	437	defekt	defekt	89	460	89	472	107	492	80	438	106	515	90	482	100	489	99	492	95	486	89	489
45000	76	441	defekt	defekt	83	464	86	479	101	495	76	445	99	519	85	487	93	491	93	497	79	481	71	486
50000	78	442	defekt	defekt	85	465	86	480	103	497	77	446	101	521	87	488	97	494	95	499	87	487	81	493
55000	77	442	defekt	defekt	85	465	86	482	103	498	77	447	101	520	87	489	96	494	96	501	86	487	81	494
60000	77	442	defekt	defekt	85	466	87	482	103	498	78	448	102	521	87	491	96	503	96	502	84	485	79	493
65000	78	443	defekt	defekt	85	466	88	483	104	498	79	449	102	521	88	491	97	495	97	503	85	486	80	494
70000	78	444	defekt	defekt	86	467	87	485	105	499	79	450	103	522	89	493	98	496	98	505	88	488	82	497
75000	78	443	defekt	defekt	86	466	87	484	104	498	78	450	103	521	89	494	99	497	99	506	86	487	80	497
80000	77	437	defekt	defekt	84	460	89	491	102	492	79	457	100	516	89	498	97	491	99	511	77	474	75	495
85000	78	452	defekt	defekt	86	473	87	485	104	505	77	449	102	528	88	493	95	498	98	505	81	486	76	489
90000	80	453	defekt	defekt	87	475	87	487	106	507	78	450	104	529	89	495	97	500	99	507	87	492	81	495
95000	80	454	defekt	defekt	88	476	88	486	107	508	79	452	105	531	90	496	99	502	101	508	91	496	84	499
100000	80	455	defekt	defekt	89	477	88	487	107	509	79	454	106	532	91	497	99	53	101	509	91	496	85	500
100000		452	defekt	defekt		478		492		511		454		533		499		524		513		496		501

Tabelle B 2: Versuchsdaten *bb2* während der dynamischen Belastung (Forts.)

LW	A18		B18		A19		B19		A20		B20		A21		B21		A22		B22		A23		B23	
	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL
0		474		469		458		456		443		429		459		446		415		394		364		343
18000	109	511	108	507	103	494	100	491	108	491	91	464	109	503	104	490	92	463	95	445	98	420	87	397
20000	107	510	107	506	102	493	99	490	107	490	89	463	108	501	103	489	91	462	91	445	97	420	87	397
25000	98	501	98	498	91	483	89	481	97	480	79	453	97	491	92	479	88	460	91	442	94	417	84	395
30000	95	499	95	496	89	481	86	479	94	479	76	451	95	489	90	478	89	461	91	443	94	418	84	396
35000	102	505	102	502	96	488	93	487	101	485	83	458	102	496	97	487	91	463	92	447	97	421	88	400
40000	97	501	97	499	92	484	88	483	97	482	78	455	97	493	93	482	90	463	93	447	96	421	87	400
45000	81	495	82	494	76	478	73	477	81	476	63	449	83	487	79	478	82	402	86	449	89	422	80	402
50000	89	502	89	501	83	485	80	484	88	482	70	456	90	495	86	486	85	467	88	452	92	425	82	405
55000	88	502	89	502	82	484	80	485	88	482	70	457	90	496	87	488	85	467	89	454	92	425	83	407
60000	86	500	87	501	80	482	78	484	86	481	68	456	88	494	85	486	85	467	89	455	92	425	83	408
65000	87	501	88	502	81	483	79	485	87	482	69	457	89	494	86	489	85	468	89	456	93	426	84	409
70000	90	503	91	505	84	486	81	488	90	485	72	460	92	498	89	492	86	470	88	458	94	428	86	411
75000	88	502	90	505	82	484	80	487	88	483	70	460	91	496	88	492	86	469	91	459	93	427	86	412
80000	79	489	79	502	72	471	72	483	79	471	63	455	82	482	81	492	83	460	89	463	90	419	84	415
85000	83	500	84	497	76	482	73	479	82	480	64	451	86	496	83	484	84	473	88	453	91	431	83	408
90000	88	506	89	503	82	487	79	485	88	486	70	457	92	502	90	491	87	475	87	456	84	434	86	410
95000	92	509	93	508	86	491	83	489	92	490	73	461	96	506	94	495	89	477	92	458	96	436	88	413
100000	92	510	92	507	86	491	82	488	92	490	73	461	96	506	94	496	89	477	93	459	97	436	88	413
100000		509		509		491		491		490		463		505		498		478		461		436		415

Tabelle B 2: Versuchsdaten *bb2* während der dynamischen Belastung (Forts.)

LW	A24		B24		A25		B25		A26		B26		A27		B27		A28		B28		A29		B29	
	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL
0		319		308		257		272		249		228		198		183		141		134		108		106
18000	83	366	82	361	70	301	78	318	88	304	71	279	61	237	51	217	40	172	35	160	30	131	29	129
20000	83	366	81	361	69	301	78	318	88	304	70	280	62	238	52	218	41	173	36	162	32	132	30	130
25000	79	363	78	358	65	298	74	315	83	300	66	276	60	237	49	216	39	171	34	160	29	130	28	129
30000	79	364	79	360	66	299	75	317	83	302	67	278	62	239	52	219	42	174	37	162	31	132	30	131
35000	96	382	82	364	69	302	78	320	86	305	70	283	64	241	54	222	44	176	39	165	33	134	32	134
40000	95	381	81	367	67	301	76	321	85	304	69	283	65	243	54	223	44	177	39	166	34	135	33	136
45000	88	381	75	366	61	301	71	321	79	304	64	284	56	239	47	221	36	173	32	162	26	130	25	130
50000	91	385	78	370	62	309	74	325	82	307	67	287	57	241	49	223	38	175	33	163	27	132	27	132
55000	91	386	78	371	64	305	74	326	82	308	67	289	58	241	49	224	38	175	34	164	28	132	27	133
60000	92	386	78	372	64	305	74	327	82	308	68	290	58	242	50	226	38	176	34	166	28	133	28	134
65000	92	386	79	374	65	306	75	328	83	309	68	292	59	243	51	227	39	177	35	166	29	134	29	135
70000	94	388	81	376	66	307	76	330	84	311	70	294	60	244	52	228	40	178	36	168	30	135	29	137
75000	88	383	80	376	65	307	76	330	84	310	70	294	62	246	54	231	41	179	37	170	31	136	30	138
80000	84	375	78	380	61	300	74	334	80	303	68	298	56	237	49	230	34	171	33	167	24	128	25	135
85000	86	386	77	371	63	309	74	327	82	314	68	292	57	245	50	226	36	176	33	165	26	134	25	132
90000	89	389	80	374	66	312	76	329	85	316	71	295	59	247	51	228	38	179	34	167	27	135	26	134
95000	91	390	81	376	68	314	78	331	87	318	72	296	60	249	52	229	39	180	35	168	29	137	27	135
100000	91	391	82	377	68	315	79	332	87	319	73	297	61	249	53	230	40	181	36	168	30	138	28	136
100000		391		379		315		334		319		295		250		231		181		169		138		136

Tabelle B 2: Versuchsdaten *bb2* während der dynamischen Belastung (Forts.)

LW	A30		B30		A31		B31	
	UL	OL	UL	OL	UL	OL	UL	OL
0		83		85		57		58
18000	24	99	23	101	18	70	16	69
20000	25	99	24	102	14	65	17	70
25000	22	97	22	100	10	61	13	66
30000	24	99	24	103	11	63	15	69
35000	26	101	26	105	13	65	17	70
40000	26	101	26	106	14	82	17	72
45000	19	96	19	101	7	60	10	65
50000	20	97	20	102	8	65	11	67
55000	20	98	20	103	8	61	11	67
60000	21	98	21	104	9	62	12	68
65000	22	99	22	104	9	62	13	69
70000	22	100	23	106	10	63	13	69
75000	23	101	24	107	11	64	15	71
80000	17	93	19	104	5	56	9	67
85000	18	98	19	102	6	61	9	65
90000	19	99	20	103	8	62	11	66
95000	21	101	21	105	10	64	12	68
100000	22	102	22	105	10	65	12	68
100000		101		105		64		68

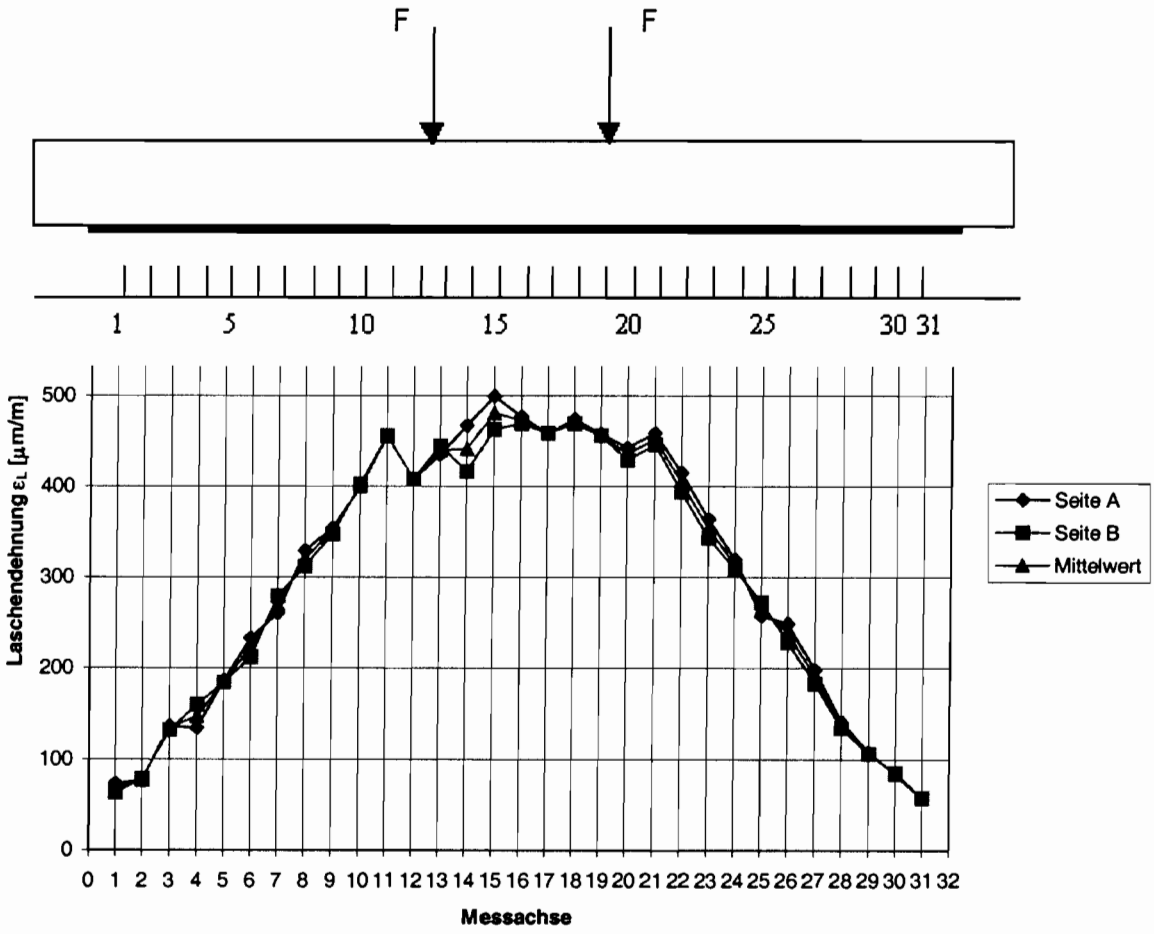


Bild B 16: Laschendehnungen *bb2* bei Oberlast nach 0 Lastwechsel

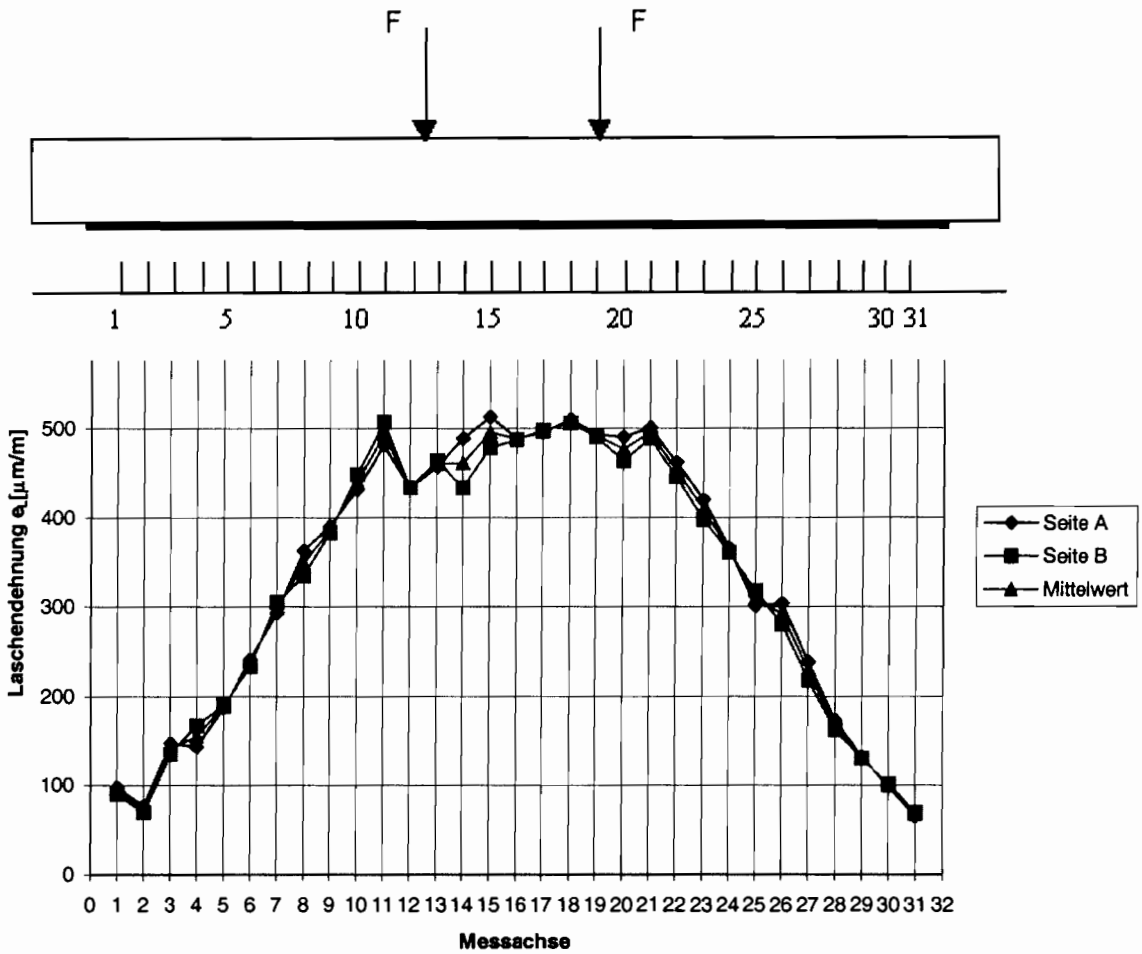


Bild B 17: Laschendehnungen *bb2* bei Oberlast nach 20000 Lastwechsel

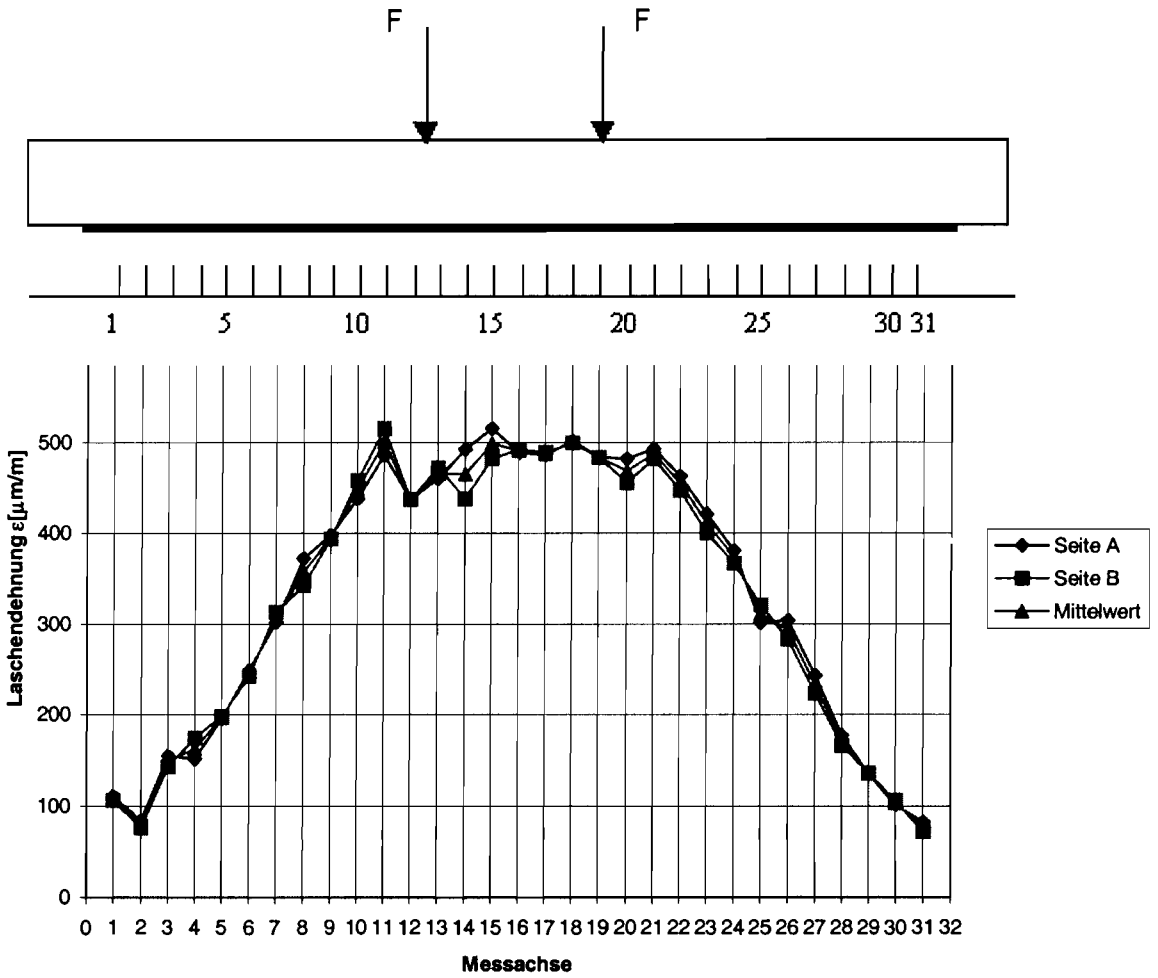


Bild B 18: Laschendehnungen *bb2* nach 40000 Lastwechsel

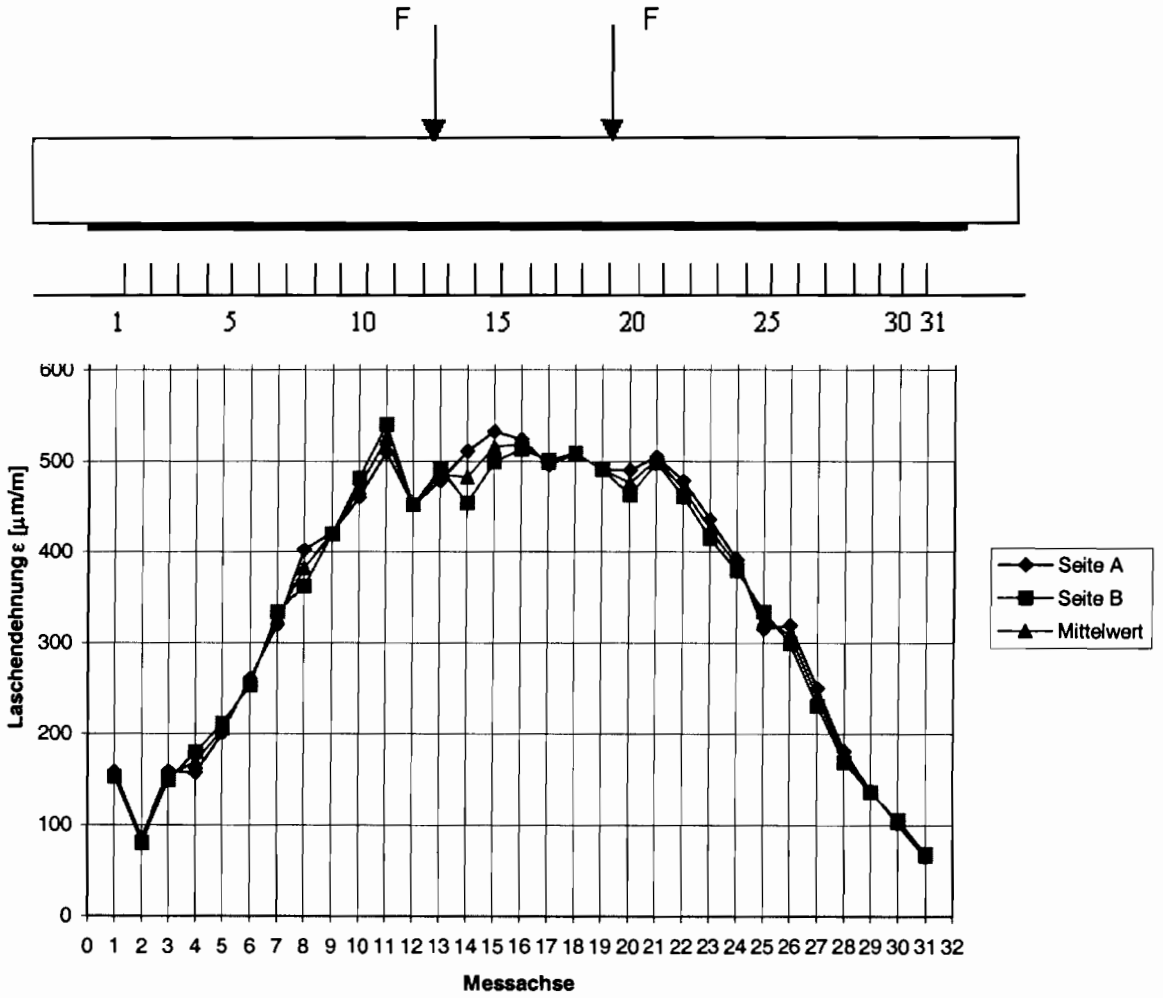


Bild B 19: Laschendehnungen *bb2* bei Oberlast nach 100000 Lastwechsel

Tabelle B 3: Laststufen der Bruchversuche *bb2* und *bpl2*

Laststufe	*bb2*		*bpl2*	
LS 1	0,5 P_G = 45 kN		0,6 P_G = 9,9 kN	
LS 2	0,6 P_G = 54 kN		0,8 P_G = 13,2 kN	
LS 3	0,8 P_G = 72 kN		1,0 P_G = 16,5 kN	Rissbild 1
LS 4	1,0 P_G = 90 kN		1,1 P_G = 18,2 kN	
LS 5	1,1 P_G = 99 kN		1,2 P_G = 19,8 kN	
LS 6	1,2 P_G = 108 kN	Rissbild 1	1,3 P_G = 21,5 kN	
LS 7	1,3 P_G = 117 kN		1,4 P_G = 23,1 kN	
LS 8	1,4 P_G = 126 kN	Rissbild 2	1,5 P_G = 24,8 kN	Rissbild 2
LS 9	1,5 P_G = 135 kN		1,6 P_G = 26,4 kN	
LS 10	1,6 P_G = 144 kN	Rissbild 3	1,7 P_G = 28,1 kN	
LS 11	1,7 P_G = 153 kN		1,8 P_G = 29,7 kN	
LS 12			1,9 P_G = 31,4 kN	

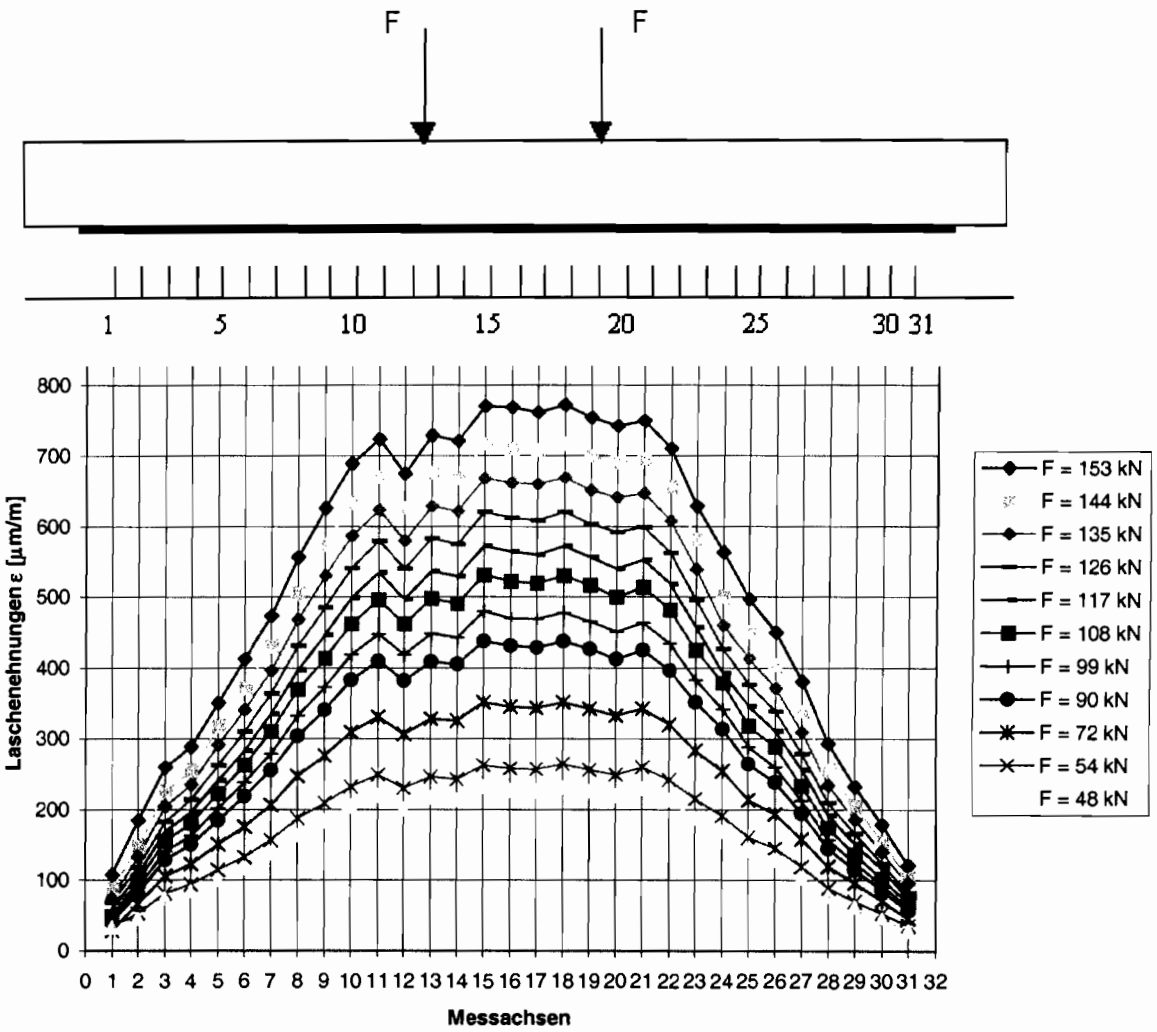


Bild B 20: Mittelwerte der Laschendehnungen Bruchversuch *bb2*

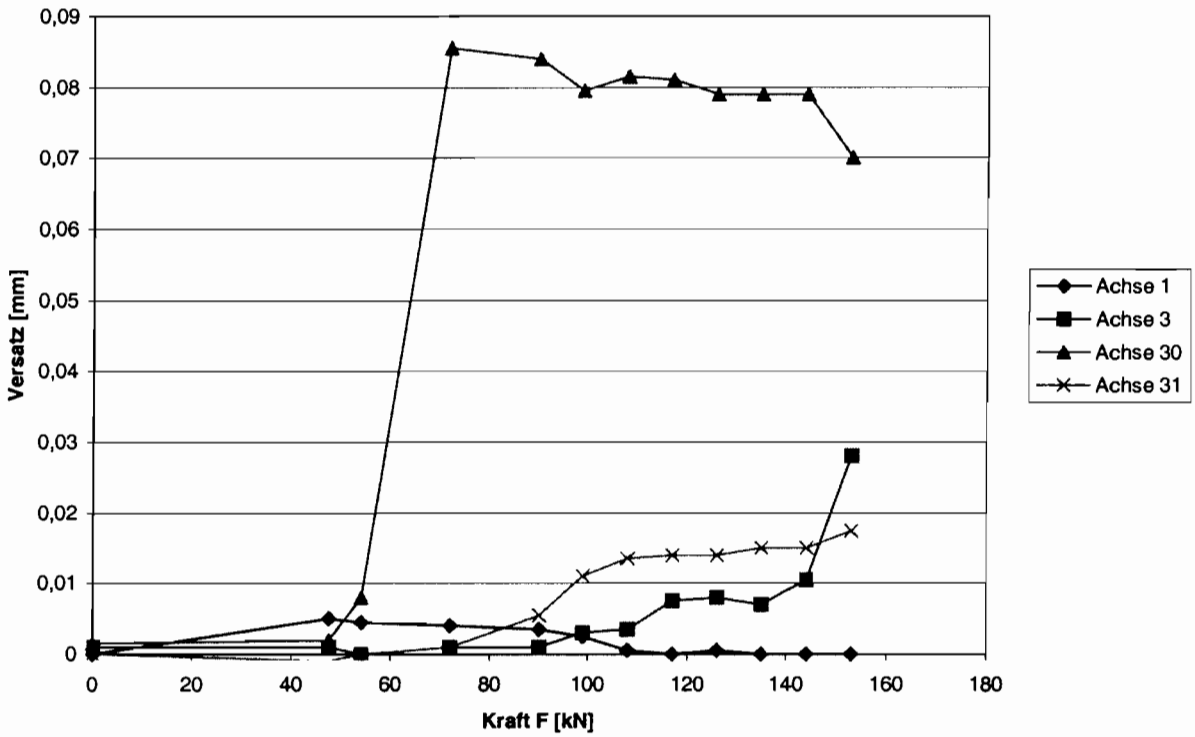


Bild B 21: Mittelwerte der Relativverschiebungen der Rissufer Bruchversuch *bb2*

Tabelle B 4: Laschendehnungen ε_L während der dynamischen Belastung *bpl2*

LW	Kraft *F*	Verf. *f*	A1	B1	A2	B2	A3	B3	A4	B4	A5	B5	A6	B6	A7	B7	A8	B8
0	16,5	21,1	-	140	209	218	287	-	-	378	477	411	540	583	647	689	735	727
1000	16,4	22,4	-	152	239	248	325	-	-	419	519	444	583	677	706	739	791	782
5000	15,7	22,0	-	154	244	255	330	-	-	426	516	448	578	679	700	733	782	776
10000	15,5	22,0	-	154	247	257	333	-	-	430	518	447	581	602	701	732	784	776
15000	15,3	22,0	-	155	249	259	335	-	-	431	519	447	582	603	702	731	784	775
20000	15,3	22,0	-	156	251	261	337	-	-	433	520	446	583	605	702	730	784	775
25000	15,1	22,0	-	157	252	262	338	-	-	434	521	444	584	605	702	730	783	774
30000	15,0	22,0	-	157	253	264	340	-	-	434	522	442	586	665	703	731	783	773
35000	16,3	23,9	-	170	271	284	364	-	-	465	559	471	627	656	751	779	838	826
40000	16,1	23,9	-	173	274	287	366	-	-	466	559	465	627	655	750	777	837	824
45000	15,9	23,9	-	174	276	289	368	-	-	466	559	463	627	661	750	776	836	822
50000	15,8	23,9	-	175	277	290	369	-	-	467	560	464	628	660	750	774	835	822
55000	15,7	23,9	-	176	278	291	370	-	-	468	560	464	629	660	749	774	834	821
60000	15,7	23,9	-	176	279	291	371	-	-	468	561	466	629	660	749	773	833	820
65000	15,6	23,9	-	176	279	291	371	-	-	469	561	467	629	660	748	772	833	820
70000	15,8	24,2	-	178	282	294	376	-	-	473	567	474	637	667	757	779	842	828
75000	15,8	24,2	-	179	282	295	376	-	-	473	567	474	637	666	756	778	841	827
80000	15,7	24,2	-	179	282	295	376	-	-	472	566	474	635	665	755	777	840	826
85000	15,7	24,2	-	180	283	296	377	-	-	473	566	473	635	665	755	776	839	825
90000	15,6	24,2	-	180	283	297	377	-	-	474	567	474	636	665	754	776	839	825
95000	15,6	24,2	-	180	284	297	378	-	-	474	567	475	637	665	754	776	839	825
100000	15,6	24,2	-	181	283	297	378	-	-	474	567	477	637	665	754	775	838	825

Tabelle B 4: Laschendehnungen ε_L während der dynamischen Belastung *bpl2* (Forts.)

LW	A9	B9	A10	B10	A11	B11	A12	B12	A13	B13	A14	B14	A15	B15	A16	B16	A17	B17
0	916	813	901	-	-	951	1029	984	-	979	1091	979	1018	1021	1061	982	1078	1012
1000	968	878	970	-	-	1011	1095	1030	-	1048	1156	1035	1090	1074	-	1036	1157	1069
5000	948	866	960	-	-	1003	1077	1021	-	1044	1138	1028	1083	1069	-	1030	1146	1059
10000	947	865	960	-	-	1004	1075	1020	-	1043	1136	1026	1082	1071	-	1028	1146	1059
15000	944	865	959	-	-	1002	1074	1018	-	1044	1134	1024	1082	1071	-	1027	1143	1058
20000	942	864	957	-	-	1001	1073	1017	-	1045	1132	1025	1079	1070	-	1026	1141	1057
25000	939	863	956	-	-	999	1070	1015	-	1046	1129	1024	1078	1069	-	1024	1140	1054
30000	937	862	954	-	-	998	1069	1015	-	1048	1128	1024	1078	1070	-	1025	1139	1055
35000	1002	923	1021	-	-	1070	1144	1090	-	1126	1206	1101	1151	1142	-	1099	1215	1130
40000	998	919	1018	-	-	1065	1137	1084	-	1125	1199	1096	1146	1135	-	1091	1208	1120
45000	994	917	1015	-	-	1061	1135	1079	-	1106	1197	1091	1143	1132	-	1086	1205	1117
50000	992	916	1013	-	-	1058	1132	1075	-	1091	1194	1088	1141	1131	-	1083	1201	1114
55000	990	914	1012	-	-	1056	1130	1073	-	1090	1192	1086	1139	1130	-	1082	1199	1111
60000	988	913	1010	-	-	1054	1128	1072	-	1089	1190	1085	1138	1128	-	1080	1197	1109
65000	987	913	1009	-	-	1053	1128	1071	-	1087	1188	1084	1137	1127	-	1079	1195	1108
70000	997	923	1019	-	-	1065	1140	1084	-	1100	1201	1096	1148	1140	-	1091	1208	1120
75000	995	922	1019	-	-	1064	1139	1082	-	1098	1198	1095	1148	1138	-	1089	1206	1119
80000	995	921	1020	-	-	1063	1137	1080	-	1096	1196	1092	1145	1136	-	1087	1204	1116
85000	993	920	1017	-	-	1061	1136	1079	-	1096	1195	1092	1143	1135	-	1085	1202	1116
90000	991	919	1016	-	-	1060	1135	1078	-	1095	1193	1090	1142	1134	-	1084	1200	1114
95000	991	919	1016	-	-	1060	1135	1078	-	1094	1192	1089	1142	1133	-	1084	1200	1114
100000	989	919	1015	-	-	1059	1134	1078	-	1092	1191	1089	1142	1133	-	1084	1200	1113

Tabelle B 4: Laschendehnungen ε_L während der dynamischen Belastung *bpl2* (Forts.)

LW	A18	B18	A19	B19	A20	B20	A21	B21	A22	B22	A23	B23	A24	B24	A25	B25	A26	B26
0	1043	1009	1015	987	979	956	888	905	828	791	710	707	676	680	499	521	413	412
1000	1115	1070	1083	1054	1049	1020	958	969	889	841	760	749	731	726	537	565	446	446
5000	1102	1061	1077	1047	1042	979	952	972	886	843	757	747	726	720	538	564	448	448
10000	1101	1059	1076	1047	1044	980	952	972	888	845	757	747	725	719	539	565	448	448
15000	1099	1057	1075	1048	1042	979	951	970	888	845	758	748	726	719	539	565	448	449
20000	1097	1054	1075	1048	1041	978	950	969	888	845	759	748	726	719	540	566	448	450
25000	1096	1054	1073	1047	1039	977	949	968	887	844	758	747	725	718	541	566	448	450
30000	1094	1052	1072	1046	1037	977	947	966	888	843	759	748	725	720	541	568	450	453
35000	1170	1128	1145	1120	1107	1047	1012	1033	948	900	812	799	773	767	581	609	484	487
40000	1164	1111	1140	1113	1103	1042	1008	1029	945	896	810	797	771	764	579	607	482	486
45000	1160	1107	1138	1110	1099	1040	1005	1025	943	894	809	797	770	763	579	607	482	486
50000	1157	1105	1135	1108	1096	1037	1004	1023	941	892	809	796	770	762	579	607	482	487
55000	1155	1102	1133	1107	1094	1035	1002	1021	942	891	808	795	769	761	579	606	482	487
60000	1153	1101	1132	1106	1093	1033	1001	1020	941	891	808	795	768	761	579	606	482	487
65000	1152	1099	1130	1106	1092	1033	1000	1018	939	890	807	795	767	761	579	606	482	487
70000	1164	1112	1142	1118	1103	1044	1010	1029	949	900	816	803	775	768	586	613	487	493
75000	1163	1111	1142	1117	1103	1043	1010	1028	949	899	815	801	774	768	585	612	486	492
80000	1161	1108	1140	1115	1102	1041	1008	1028	947	898	814	800	773	766	584	610	485	490
85000	1159	1106	1138	1115	1100	1040	1007	1026	946	897	814	800	772	765	584	611	485	491
90000	1157	1105	1137	1114	1099	1039	1006	1025	946	896	813	799	772	765	584	610	485	491
95000	1157	1104	1137	1114	1099	1039	1005	1024	946	896	813	799	772	765	584	610	485	491
100000	1156	1104	1136	1113	1097	1038	1005	1025	945	895	813	799	771	765	584	610	484	491

Tabelle B 4: Laschendehnungen ε_L während der dynamischen Belastung *bpl2* (Forts.)

LW	A27	B27	A28	B28	A29	B29	A30	B30
0	-	360	275	261	205	207	143	129
1000	-	401	307	303	222	228	159	139
5000	-	404	313	309	226	229	164	139
10000	-	406	315	312	228	231	166	140
15000	-	407	317	314	229	232	167	141
20000	-	408	318	315	231	233	168	142
25000	-	409	319	317	232	235	169	142
30000	-	412	321	319	233	237	170	144
35000	-	441	344	343	251	254	184	154
40000	-	442	345	345	253	256	186	156
45000	-	443	346	347	255	258	189	157
50000	-	443	347	348	256	258	190	158
55000	-	443	348	349	257	259	192	159
60000	-	444	348	349	258	259	192	159
65000	-	444	349	350	258	259	193	159
70000	-	448	353	353	261	262	196	162
75000	-	448	352	353	260	262	195	161
80000	-	447	352	352	260	261	195	161
85000	-	447	352	353	261	261	197	162
90000	-	447	353	354	261	262	198	162
95000	-	447	352	354	262	262	197	162
100000	-	447	353	354	261	262	197	162

Tabelle B 5: Stahldehnungen ε_S der einbetonierten Biegezugbewehrung während der dynamischen Belastung *bpl2*

LW	IA19	IB19	IA25	IB25	IA30	IB30
0	651	-	-	355	125	-
1000	680	-	-	373	138	-
5000	667	-	-	372	142	-
10000	669	-	-	373	146	-
15000	667	-	-	373	146	-
20000	663	-	-	372	146	-
25000	660	-	-	370	145	-
30000	657	-	-	371	147	-
35000	705	-	-	400	159	-
40000	709	-	-	408	170	-
45000	709	-	-	410	173	-
50000	707	-	-	409	174	-
55000	704	-	-	409	175	-
60000	702	-	-	408	174	-
65000	699	-	-	405	172	-
70000	704	-	-	409	173	-
75000	704	-	-	409	174	-
80000	705	-	-	412	178	-
85000	705	-	-	413	179	-
90000	703	-	-	411	178	-
95000	701	-	-	410	177	-
100000	697	-	-	408	175	-

Tabelle B 6: Mittlere Laschendehnungen ε_L im Bruchversuch *bpl2*

	Kraft *F*	Verf. *f*	A1	B1	A2	B2	A3	B3	A4	B4	A5	B5	A6	B6	A7	B7	A8	B8
LS1	9,9	15,6	-	124	202	213	277	-	-	343	413	346	463	447	544	553	595	573
LS2	13,1	20,1	-	148	236	251	322	-	-	408	487	414	549	543	649	670	717	700
LS3	16,5	24,7	-	174	277	291	374	-	-	473	569	480	643	654	762	783	848	823
LS4	18,2	26,8	-	186	295	310	398	-	-	503	607	513	687	698	815	836	908	880
LS5	19,8	31,4	-	198	314	330	424	-	-	536	648	547	734	745	873	893	976	940
LS6	21,5	36,6	-	212	337	353	454	-	-	572	693	586	786	798	937	955	1048	1003
LS7	23,0	42,9	-	228	359	377	486	-	-	611	740	622	840	848	1002	1009	1115	1013
LS8	24,8	51,5	-	258	396	418	537	-	-	666	806	671	916	2400	1089	1079	1197	1050
LS9	26,4	55,8	-	271	418	441	565	-	-	702	848	707	965	2448	1149	1183	1257	1084
LS10	27,9	63,2	-	292	449	473	604	-	-	747	899	746	1022	2461	1207	1279	1250	1061
LS11	29,7	73,2	-	318	492	516	659	-	-	804	966	795	1086	2330	1195	1572	1233	1263
LS12	31,2	91,6	-	342	522	551	696	-	-	850	1011	832	1122	2500	1170	2055	1223	2000
Bruch	31,5	180,0	-	375	559	602	747	-	-	902	1062	858	1158	1594	1165	2216	1192	2637

	A9	B9	A10	B10	A11	B11	A12	B12	A13	B13	A14	B14	A15	B15	A16	B16	A17	B17
LS1	697	641	718	-	-	726	799	730	-	749	830	728	796	782	-	728	968	750
LS2	846	786	868	-	-	900	973	914	-	935	1016	920	972	966	-	913	1153	940
LS3	1005	928	1029	-	-	1076	1160	1100	-	1122	1216	1112	1164	1149	-	1103	1221	1131
LS4	1080	994	1104	-	-	1152	1247	1185	-	1203	1308	1199	1250	1229	-	1188	1309	1219
LS5	1163	1058	1185	-	-	1284	1385	2759	-	2351	1122	3011	1232	2600	-	2459	1346	1442
LS6	1238	1110	1298	-	-	2912	5229	3047	-	3540	1369	3485	1251	3006	-	3203	1345	3240
LS7	1283	1838	4569	-	-	3135	8290	3489	-	3994	2380	4112	1182	3318	-	3727	1981	3696
LS8	1320	2246	8005	-	-	3301	13164	3768	-	4317	2745	4667	1085	3949	-	4071	4331	3981
LS9	1369	2443	10139	-	-	3385	14714	3943	-	4480	2973	4852	1092	4262	-	4197	5652	4044
LS10	4084	3045	13827	-	-	3608	16755	4278	-	4829	3406	5519	1031	4688	-	4395	7892	4252
LS11	6397	3505	15646	-	-	3846	18618	4648	-	5276	4706	6708	996	5389	-	4892	12656	4891
LS12	7708	3810	16844	-	-	4208	20713	5595	-	7780	12095	-	7196	9544	-	8812	21297	8740
Bruch	8747	4006	18017	-	-	4589	-	8979	-	-	-	-	20523	18200	-	16890	-	19159

Tabelle B 6: Mittlere Laschendehnungen ε_L im Bruchversuch *bpl2* (Forts.)

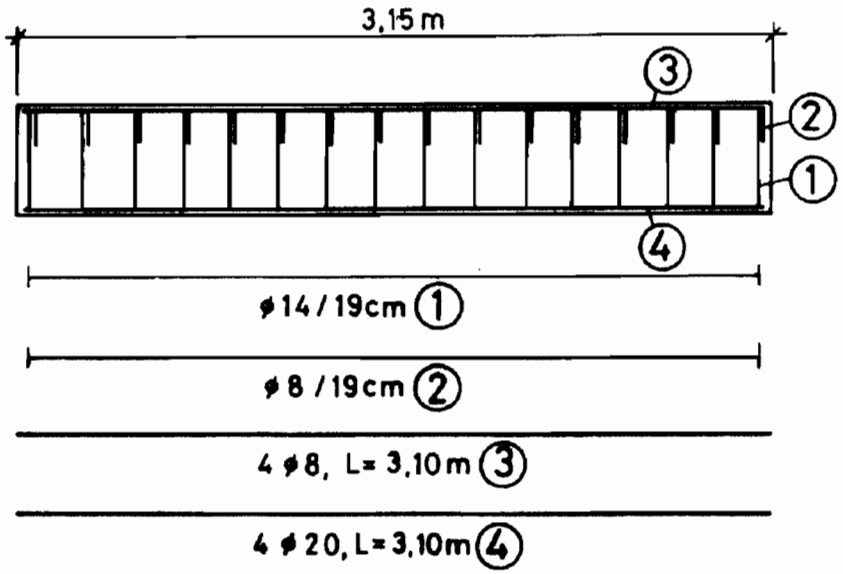
	A18	B18	A19	B19	A20	B20	A21	B21	A22	B22	A23	B23	A24	B24	A25	B25	A26	B26
LS1	802	733	795	766	767	704	700	709	667	621	574	556	551	537	406	420	327	330
LS2	983	928	970	948	936	880	856	873	810	764	697	682	666	657	497	518	407	413
LS3	1177	1124	1158	1130	1116	1056	1020	1037	961	909	826	809	783	776	592	617	492	497
LS4	1263	1215	1240	1215	1195	1138	1093	1110	1027	972	883	866	836	829	635	661	529	534
LS5	1058	3926	1287	2586	1292	1128	1184	1146	1110	1036	952	927	899	890	685	711	572	576
LS6	3181	4862	1191	3556	1372	2419	1234	1256	1180	1099	1017	990	961	952	735	765	617	621
LS7	4375	5259	1308	3951	4794	3054	4306	2830	1204	1032	1072	1039	1023	1011	788	818	662	668
LS8	5861	5523	2674	4482	7608	3384	7369	3721	1171	1460	1130	1074	1098	1079	856	889	722	733
LS9	6698	5608	3376	4714	8874	3585	8817	3892	1200	1675	1179	1115	1154	1132	903	938	765	776
LS10	7685	5928	4691	5138	11373	4178	12281	4468	1145	2536	1210	1175	1214	1086	961	980	816	824
LS11	8799	6555	6043	5455	13747	4576	14691	4959	1280	3031	1241	1534	1280	1099	1033	1028	881	882
LS12	15405	13988	8608	6109	15569	4937	16055	5269	2554	3473	1241	2106	1167	1568	1069	1053	924	927
Bruch	-	21706	16593	9457	18008	5481	17289	5587	3452	3695	1206	2315	1143	1693	1084	1591	939	953

	A27	B27	A28	B28	A29	B29	A30	B30
LS1	-	311	253	249	185	182	144	109
LS2	-	379	301	299	221	219	170	132
LS3	-	448	354	353	260	259	199	158
LS4	-	478	376	376	277	277	211	169
LS5	-	514	404	404	297	297	226	182
LS6	-	553	433	434	318	319	241	195
LS7	-	594	465	467	342	342	259	209
LS8	-	653	512	517	379	383	288	237
LS9	-	690	540	546	400	404	304	249
LS10	-	735	581	586	431	436	329	269
LS11	-	794	636	636	474	478	368	296
LS12	-	840	675	677	505	513	399	321
Bruch	-	886	725	726	549	554	450	352

Tabelle B 7: Mittlere Stahldehnungen ε_s der einbetonierten Biegezugbewehrung im Bruchversuch *bpl2*

	Kraft *F*	Achse 19	Achse 25	Achse 30
LS1	9,9	486	307	143
LS2	13,1	590	366	162
LS3	16,5	709	431	181
LS4	18,2	766	463	191
LS5	19,8	909	494	202
LS6	21,5	1152	531	213
LS7	23,0	1391	563	225
LS8	24,8	1703	607	250
LS9	26,4	1861	642	262
LS10	27,9	2136	689	278
LS11	29,7	2558	768	304
LS12	31,2	4170	841	326
Bruch	31,5	-	1006	361

ANHANG C - Schubversuche



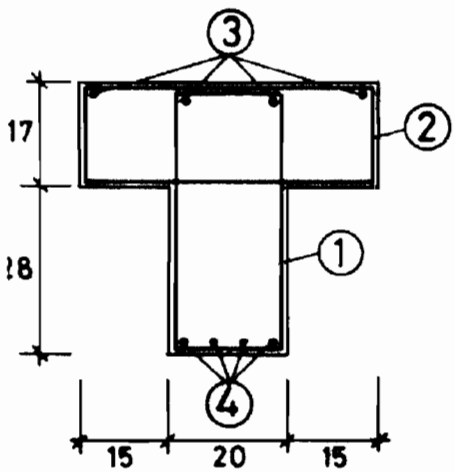
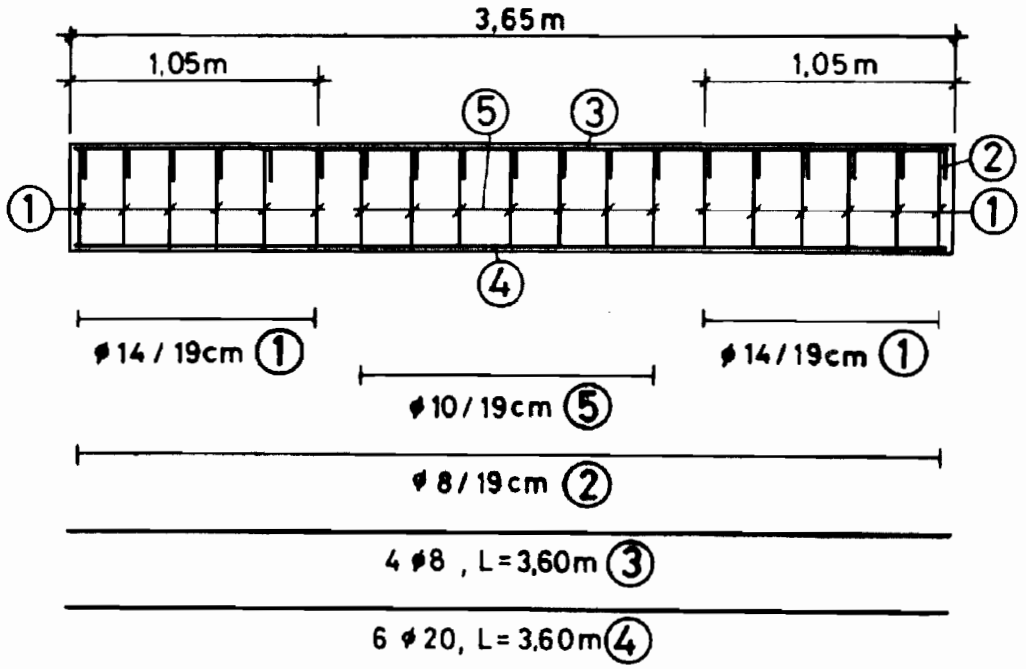


Bild C 1: Bewehrungsplan *sb1*, *sb5* und *sb6*



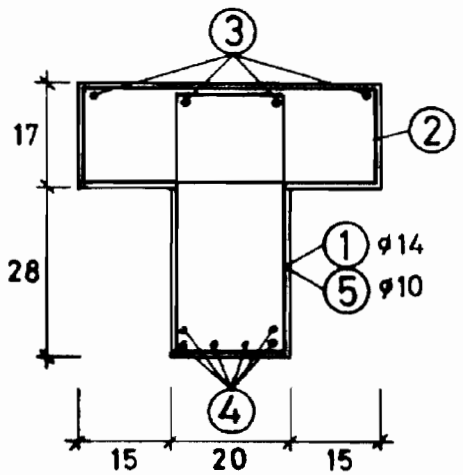
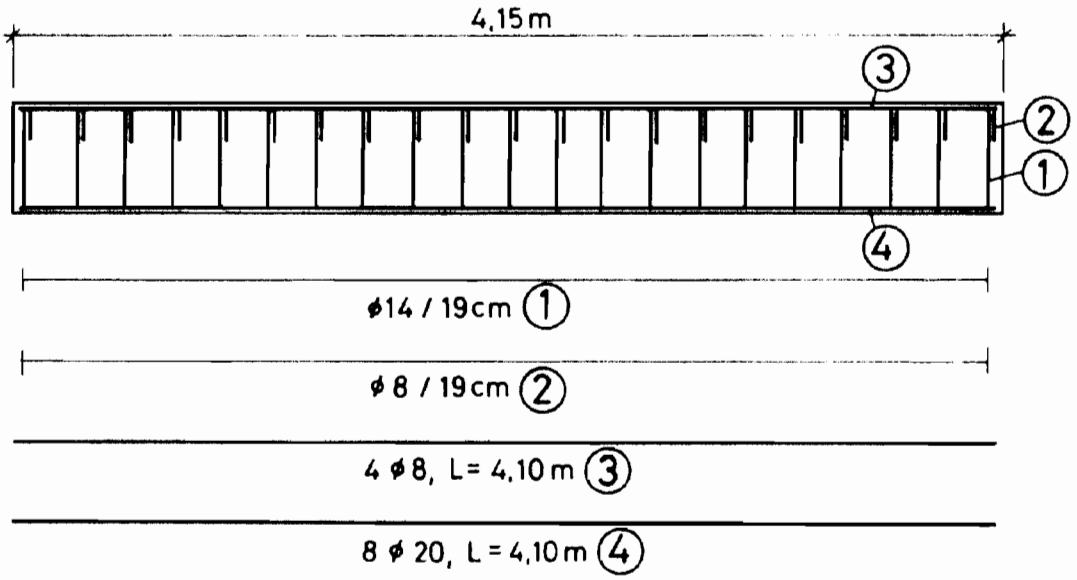


Bild C 2: Bewehrungsplan *sb2*



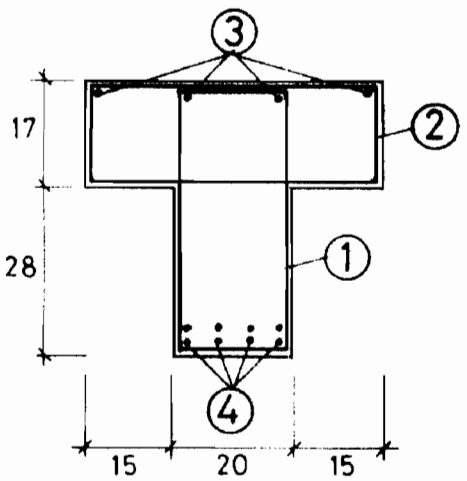
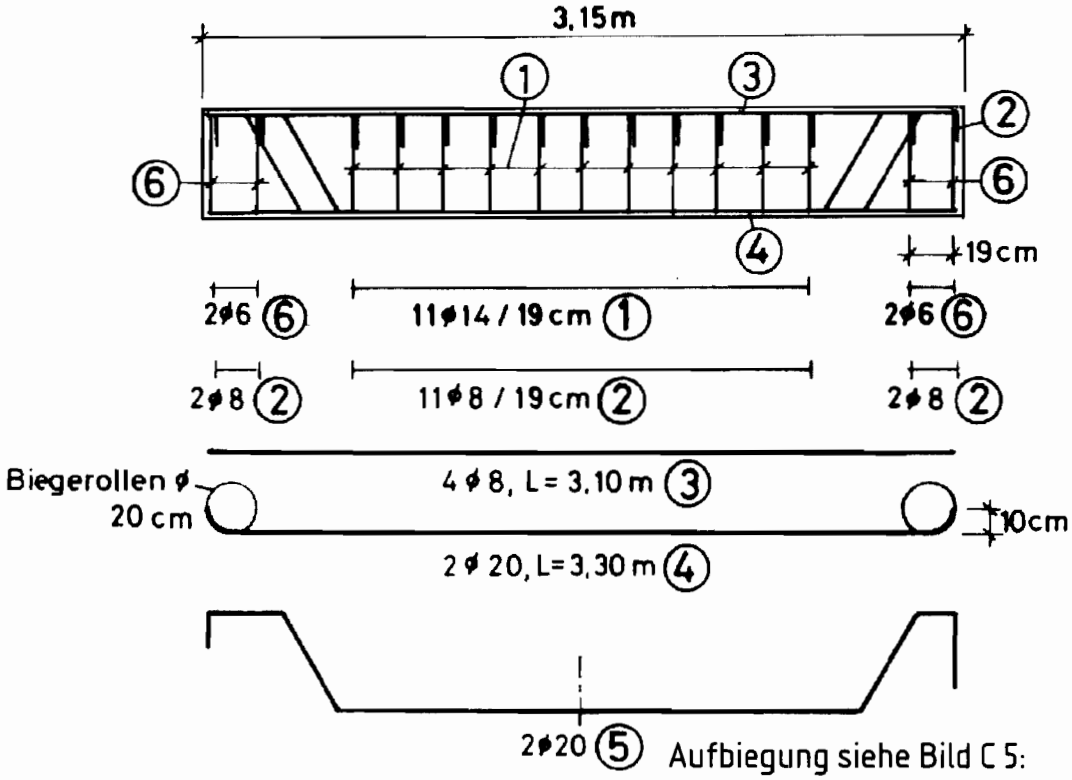


Bild C 3: Bewehrungsplan *sb3*



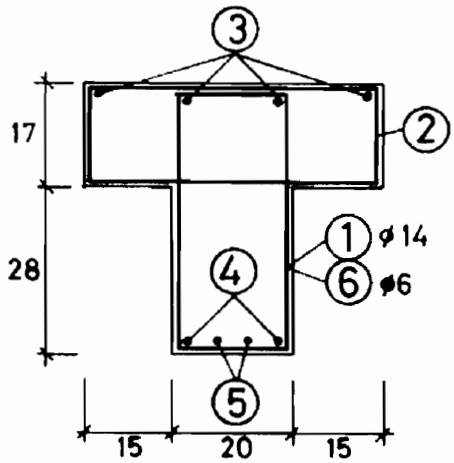


Bild C 4: Bewehrungsplan *sb4*

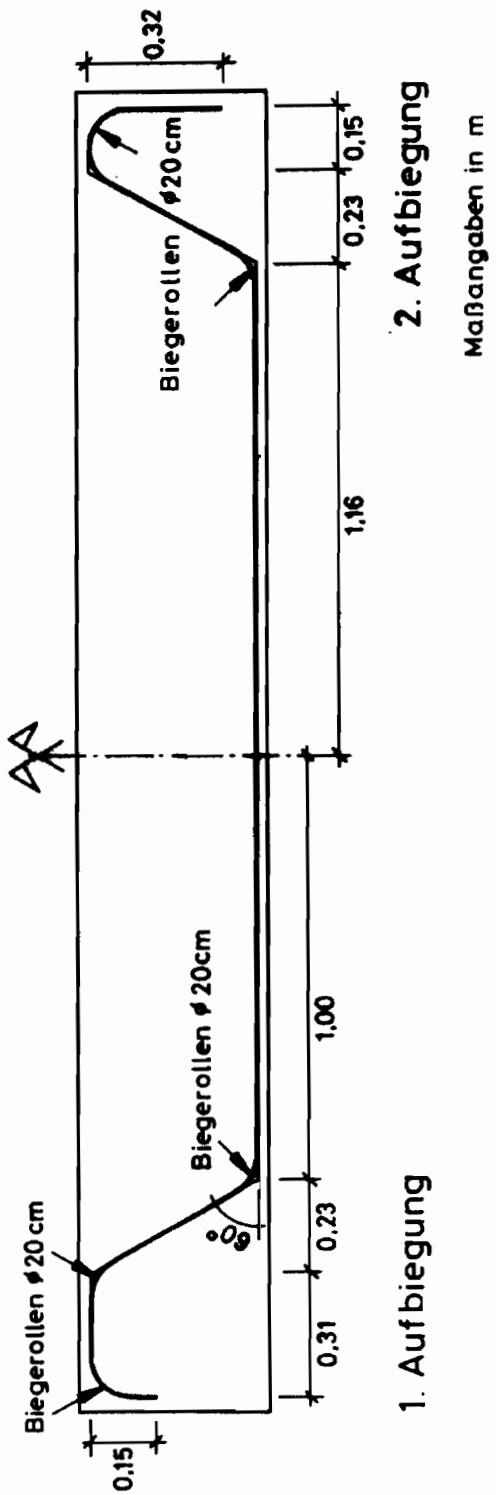


Bild C 5: Ergänzung zum Bewehrungsplan *sb4*

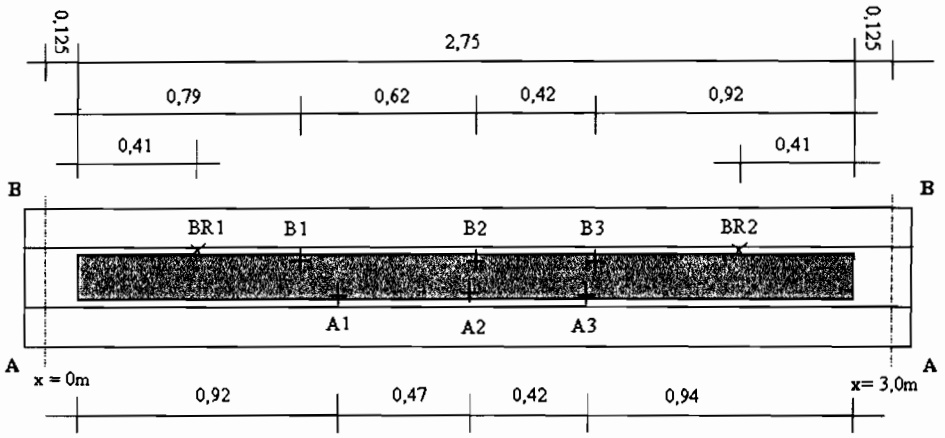


Bild C 6: Messpunkte Versuchskörper *sb1* (Unteransicht)

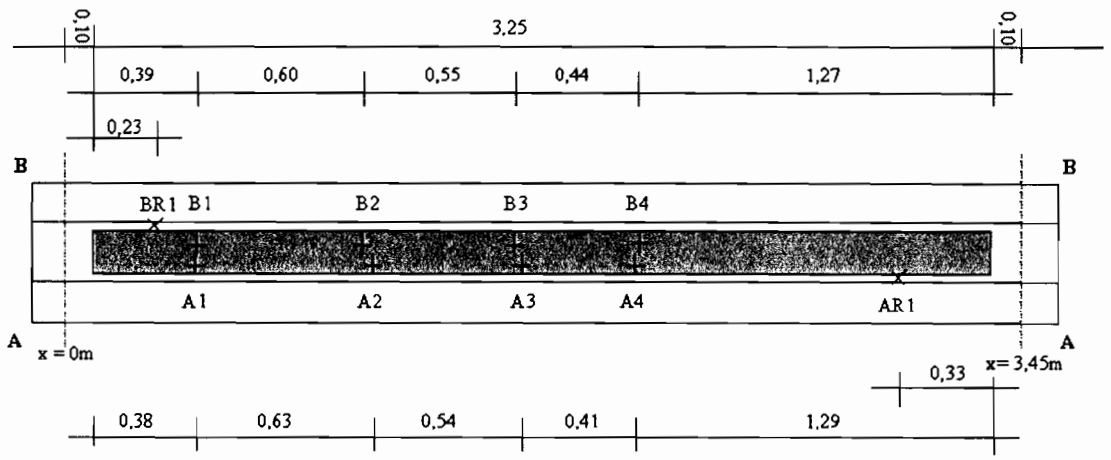


Bild C 7: Messpunkte Versuchskörper *sb2* (Unteransicht)

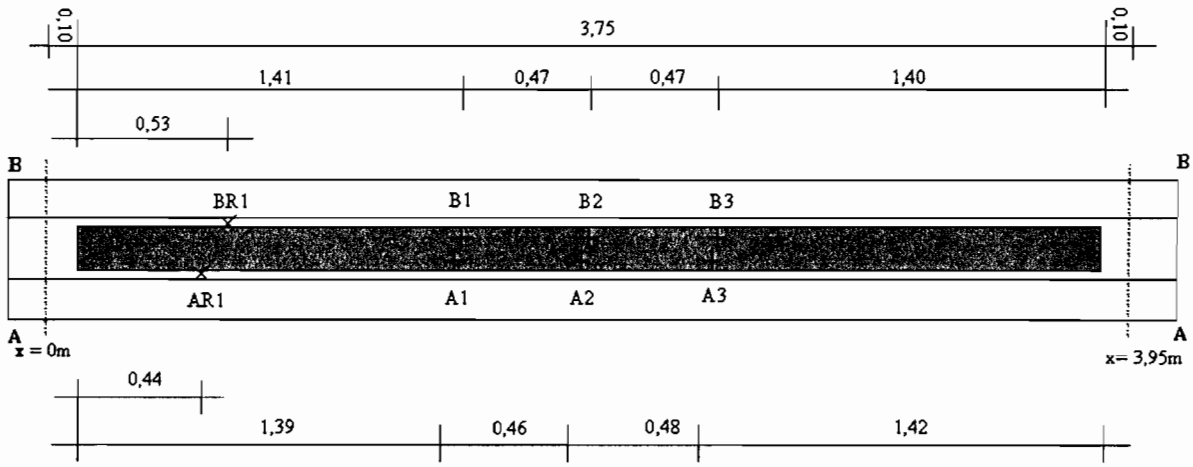


Bild C 8: Messpunkte Versuchskörper *sb3* (Unteransicht)

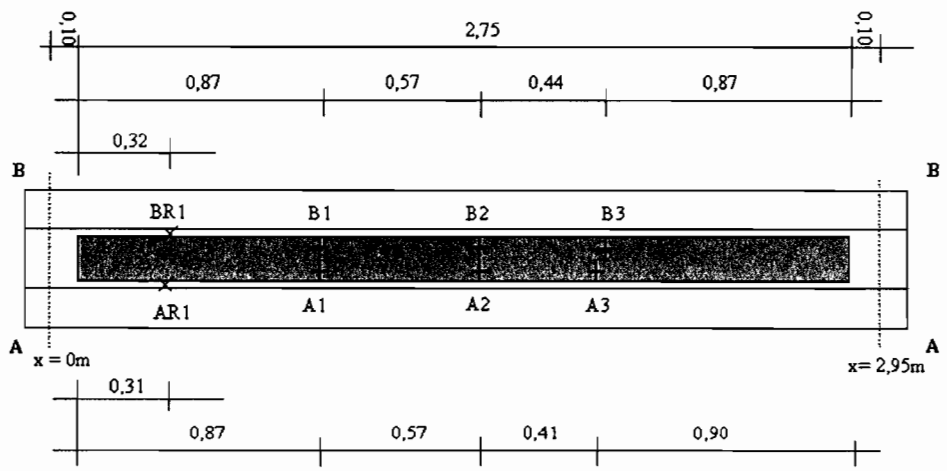


Bild C 9: Messpunkte Versuchskörper *sb4* (Unteransicht)

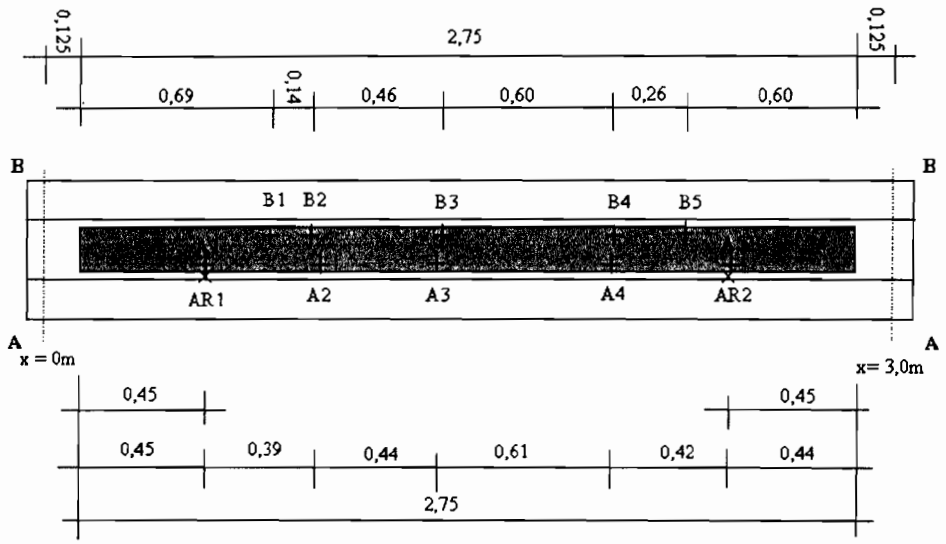


Bild C 10: Messpunkte Versuchskörper *sb5*

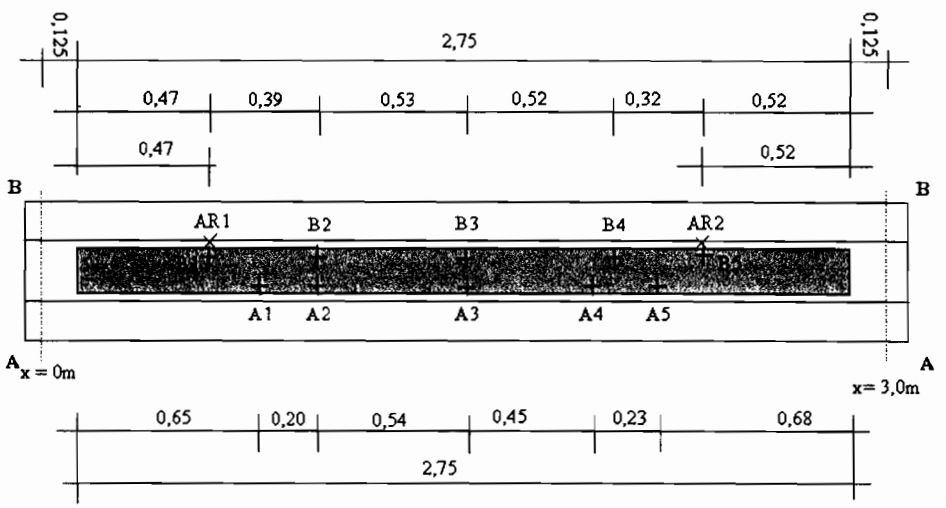


Bild C 11: Messpunkte Versuchskörper *sb6*

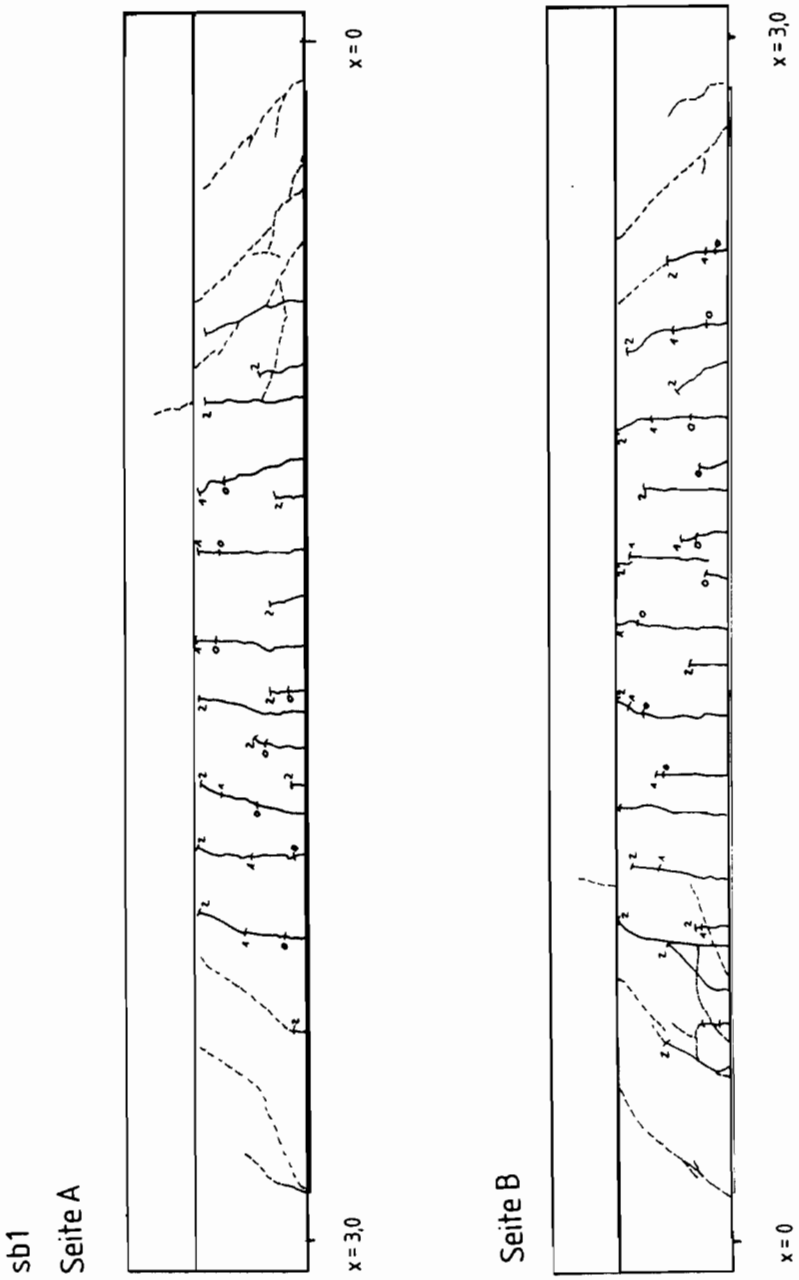


Bild C 12: Rissbild *sb1*

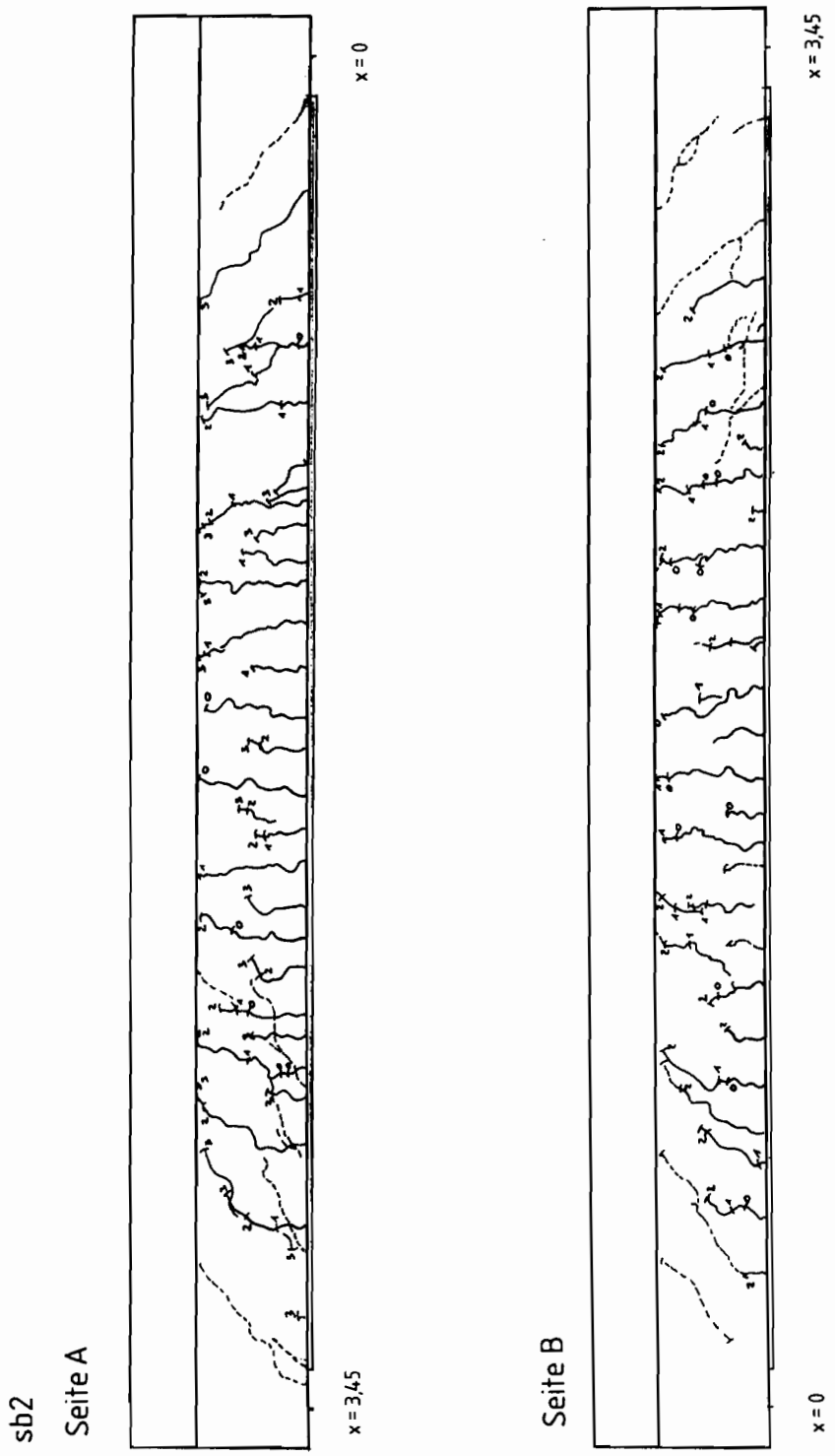


Bild C 13: Rissbild *sb2*

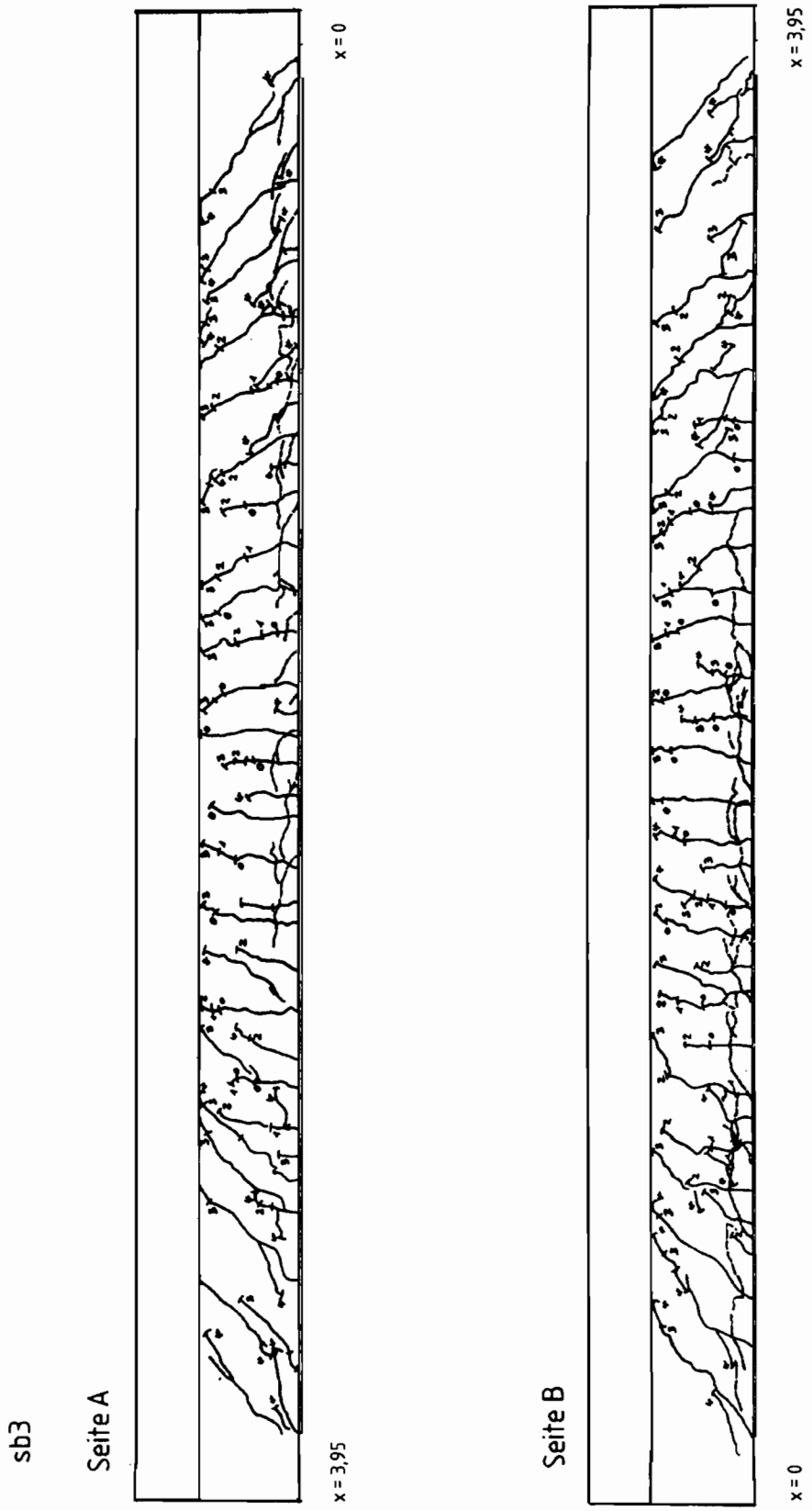


Bild C 14: Rissbild *sb3*

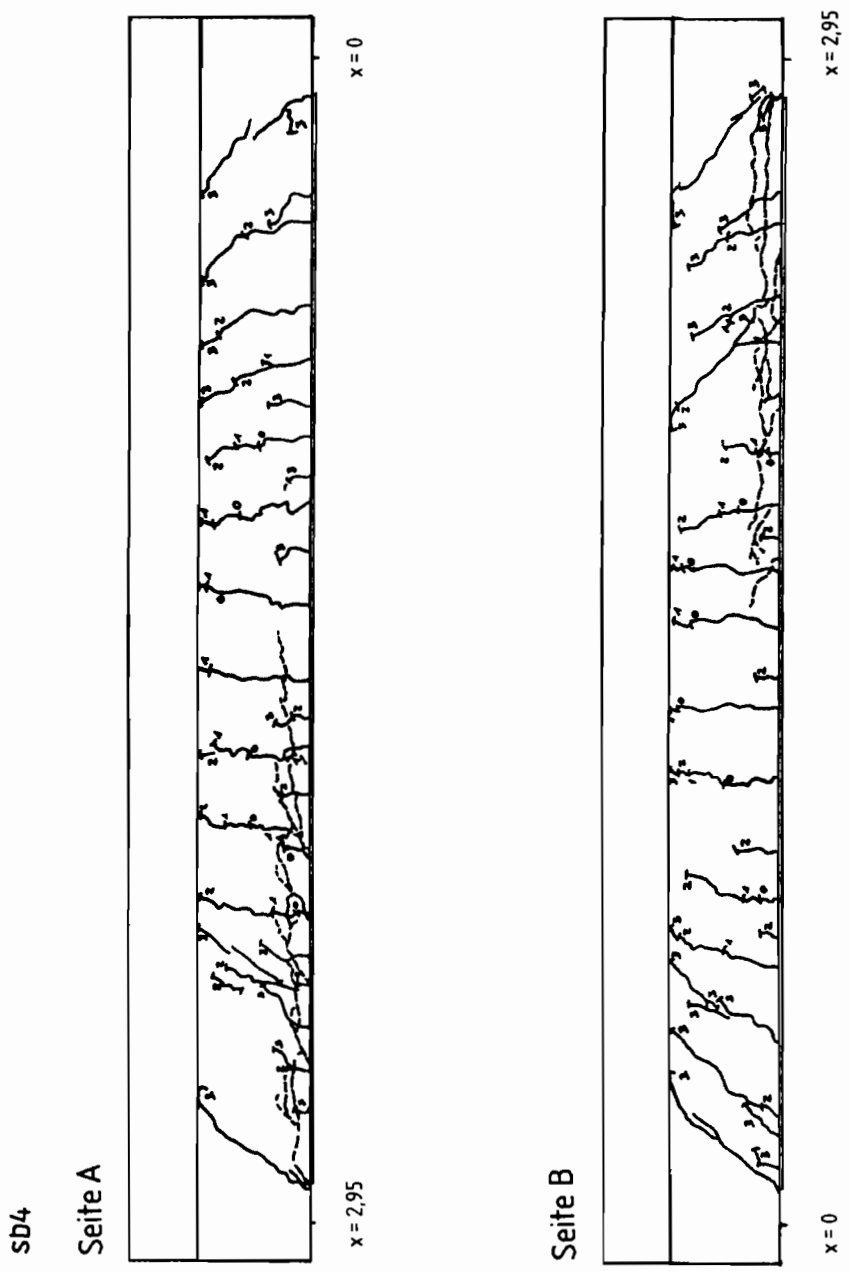


Bild C 15: Rissbild *sb4*

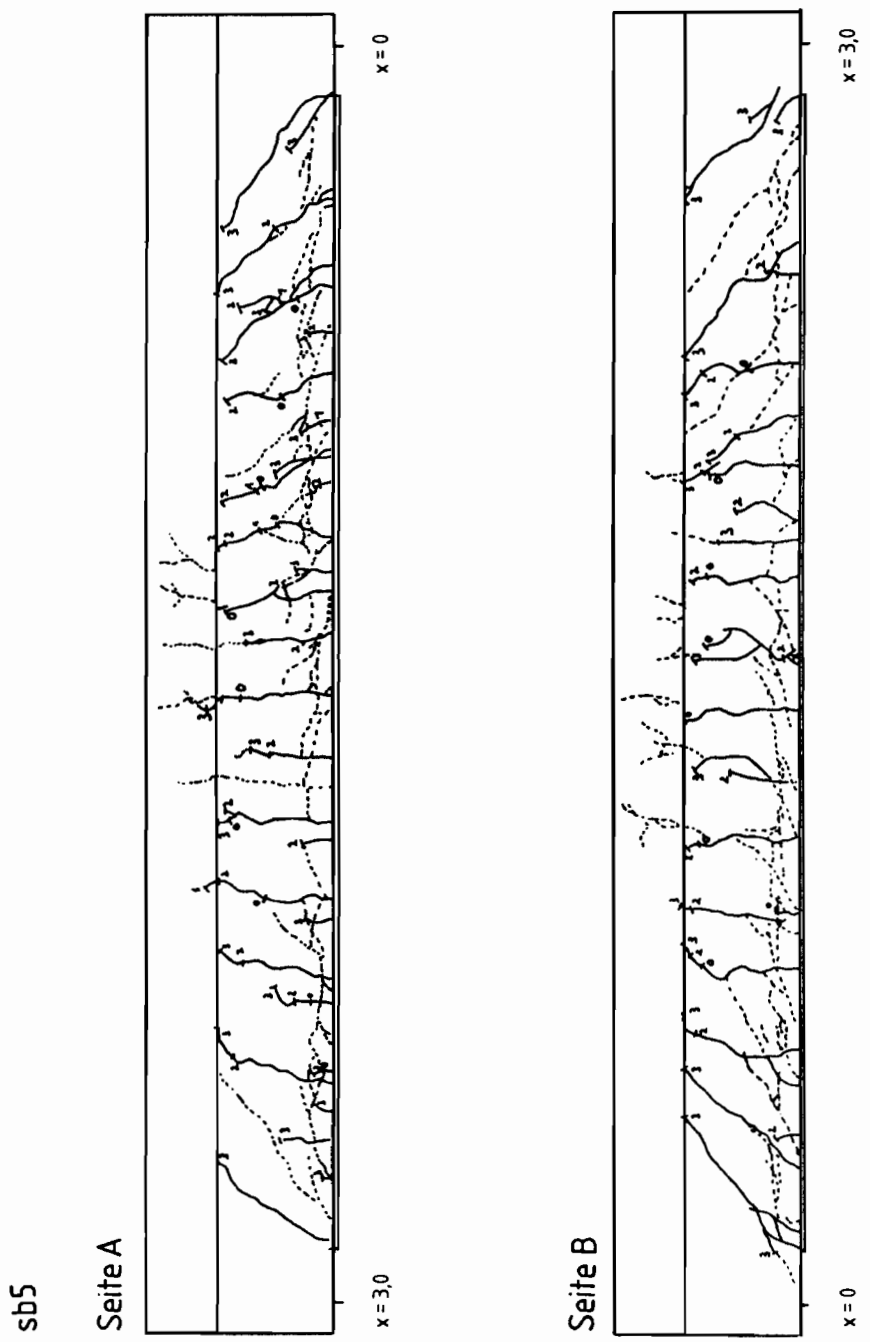


Bild C 16: Rissbild *sb5*

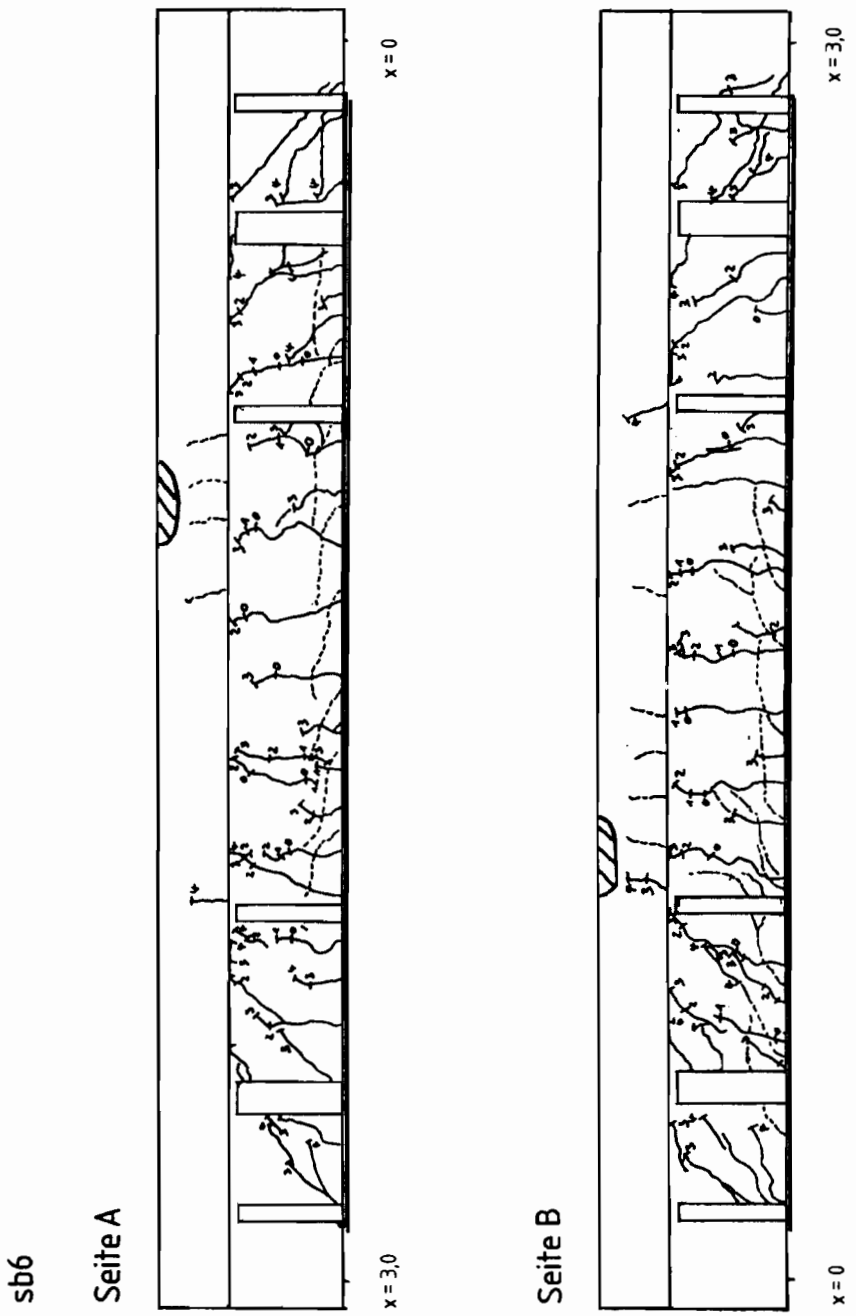


Bild C 17: Rissbild *sb6*

Tabelle C 1: Laststufen der Schubversuche *sb1, sb2, sb3, sb4, sb5* und *sb6*

Laststufe	sb1 [kN]	sb2 [kN]	sb3 [kN]	sb4 [kN]	sb5 [kN]	sb6 [kN]
LS 0	Vorbelastung der Versuchskörper					
LS 1	55	55	55	55	55	55
LS 2	110	110	110	110	110	110
LS 3		165	165	165	165	165
LS 4			220			220
Bruchlast	**155**	**165**	**248**	**183**	**190**	**220**

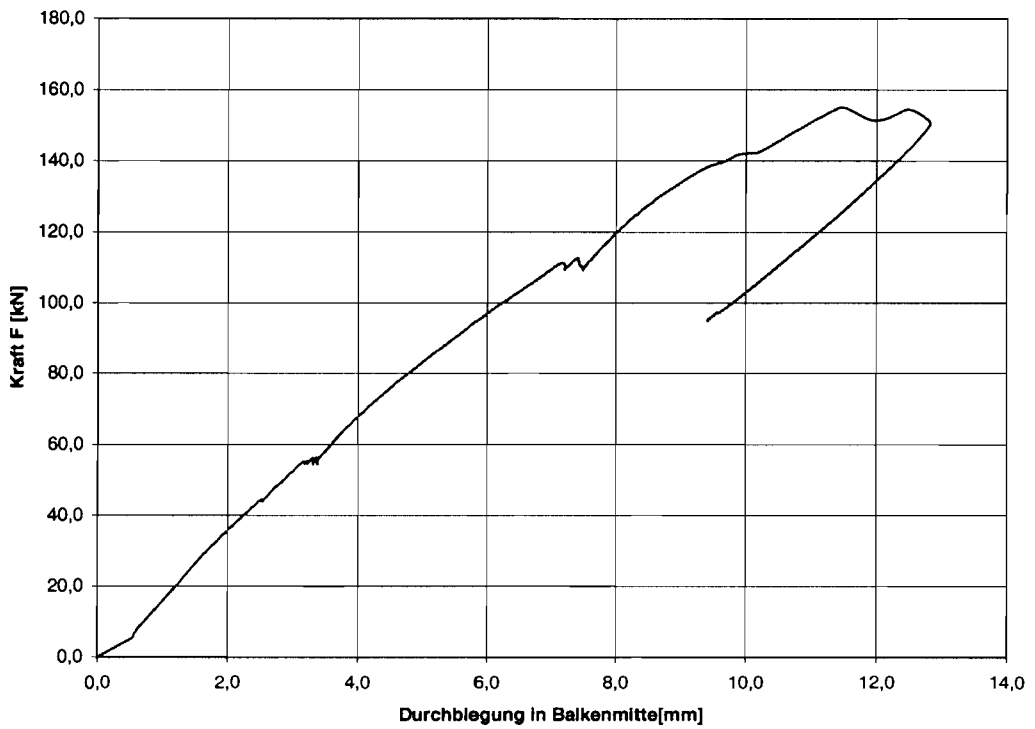


Bild C 18: Kraft – Verformungsdiagramm Versuchskörper *sb1*

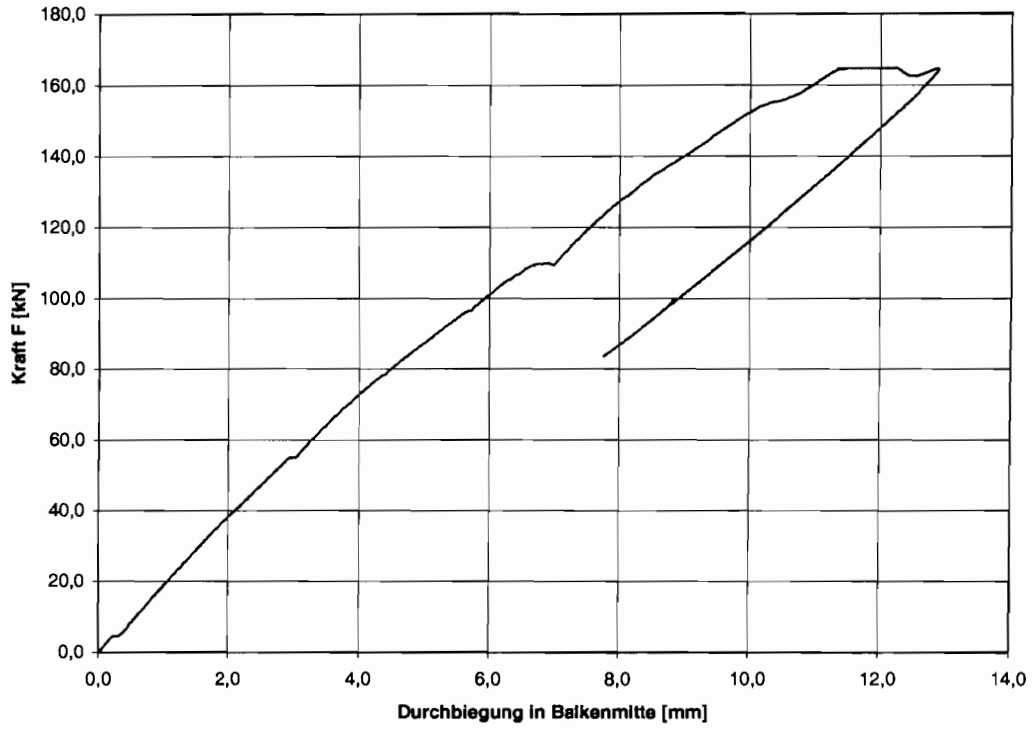


Bild C 19: Kraft-Verformungsdiagramm Versuchskörper *sb2*

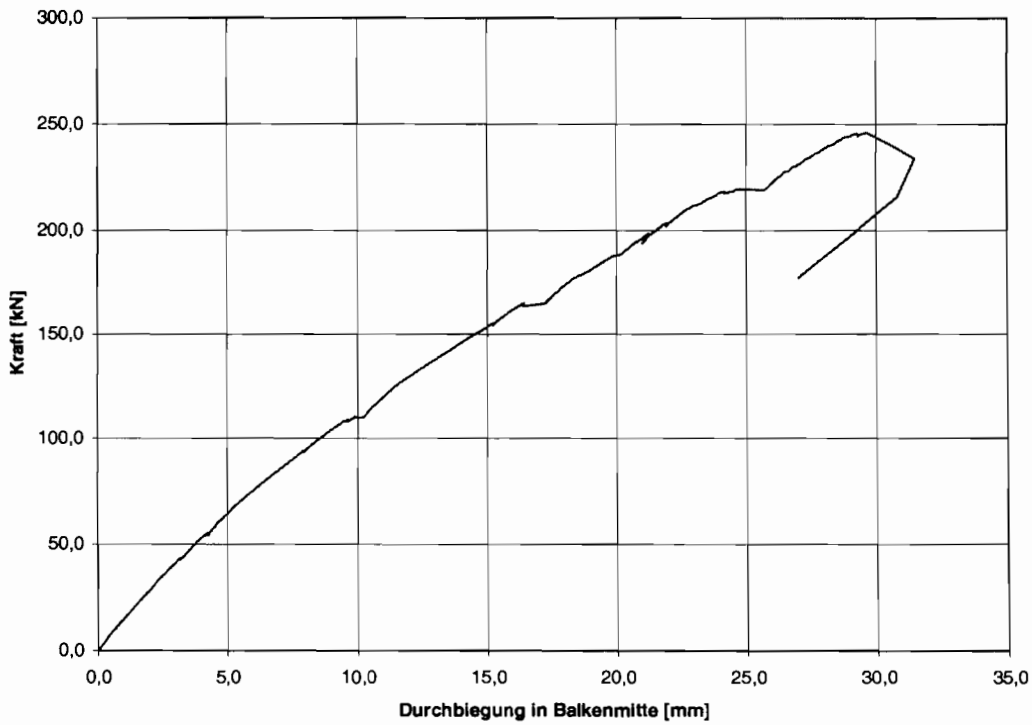


Bild C 20: Kraft-Verformungsdiagramm Versuchskörper *sb3*

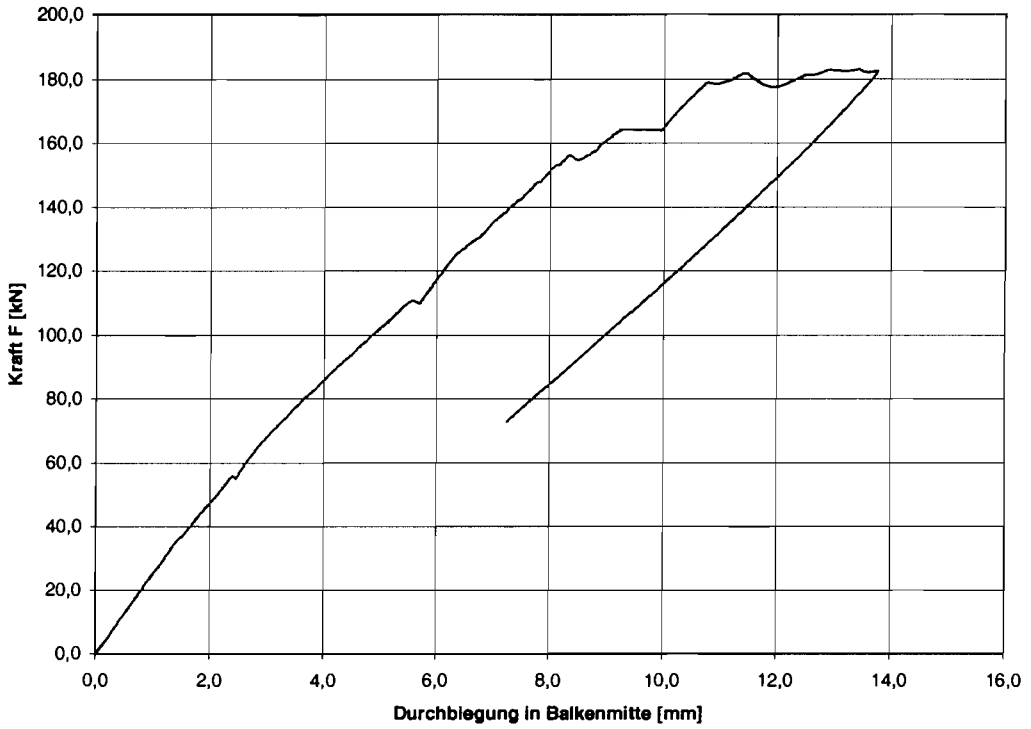


Bild C 21: Kraft-Verformungsdiagramm Versuchskörper *sb4*

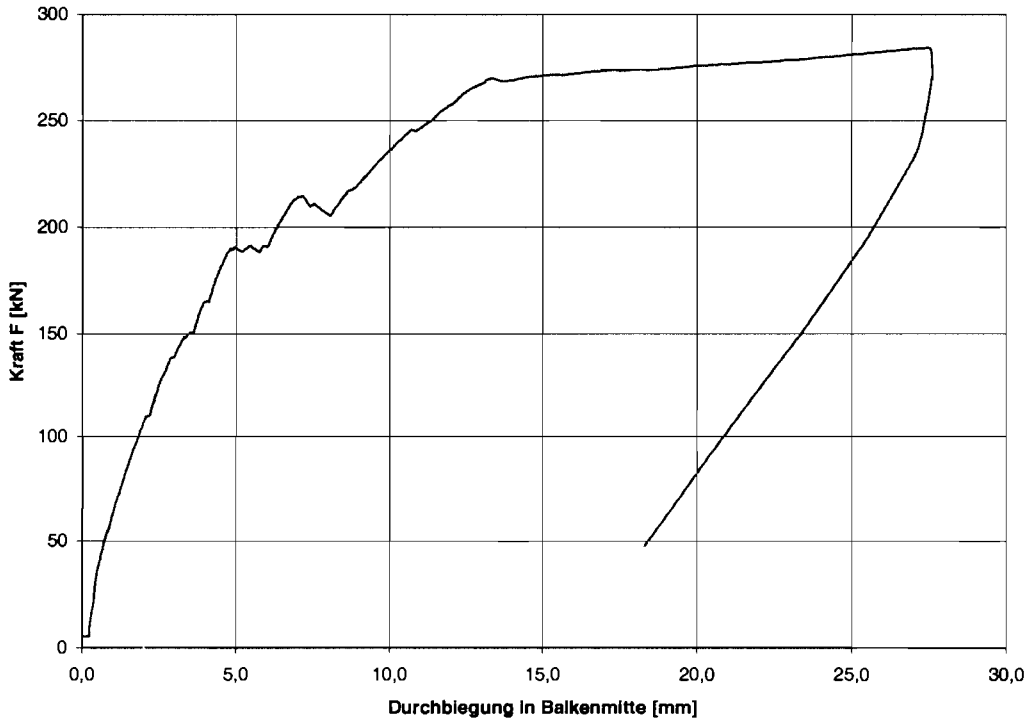


Bild C 22: Kraft-Verformungsdiagramm Versuchskörper *sb5*

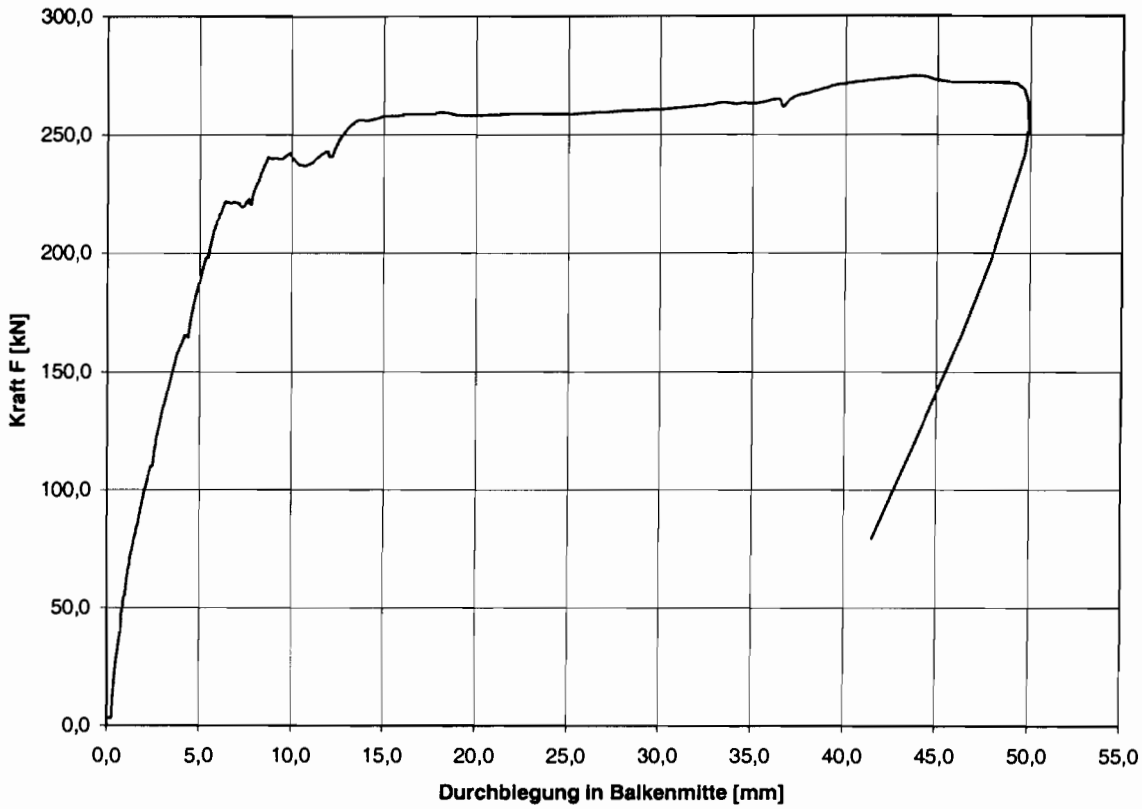


Bild C 23: Kraft-Verformungsdiagramm Versuchskörper *sb6*

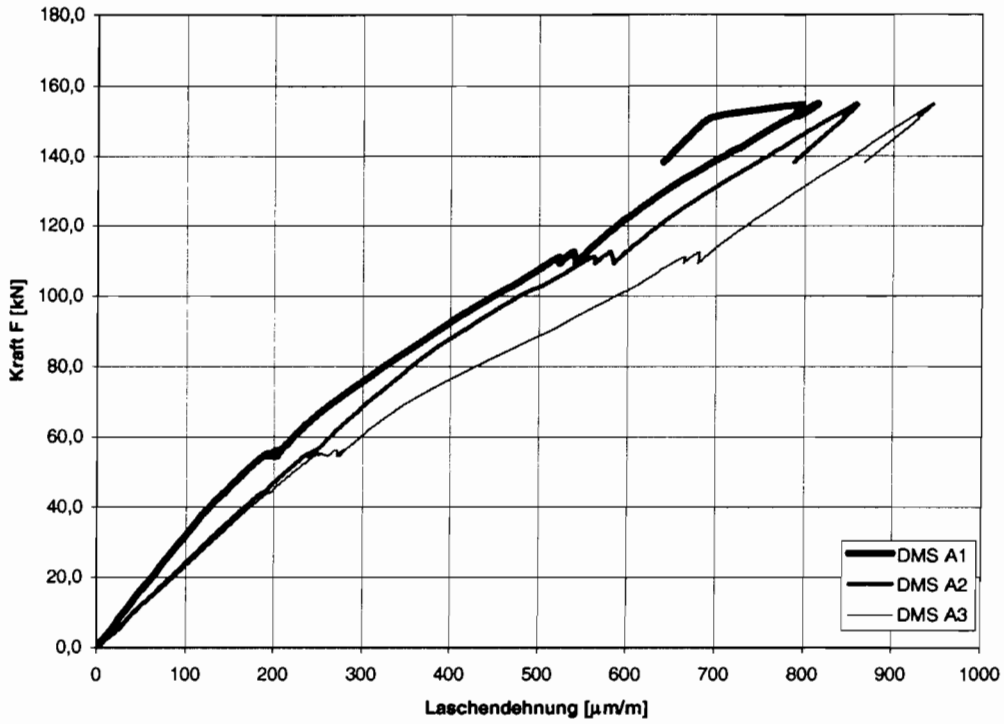


Bild C 24: Kraft-Laschendehnungsdiagramm, *sb1*, Seite A

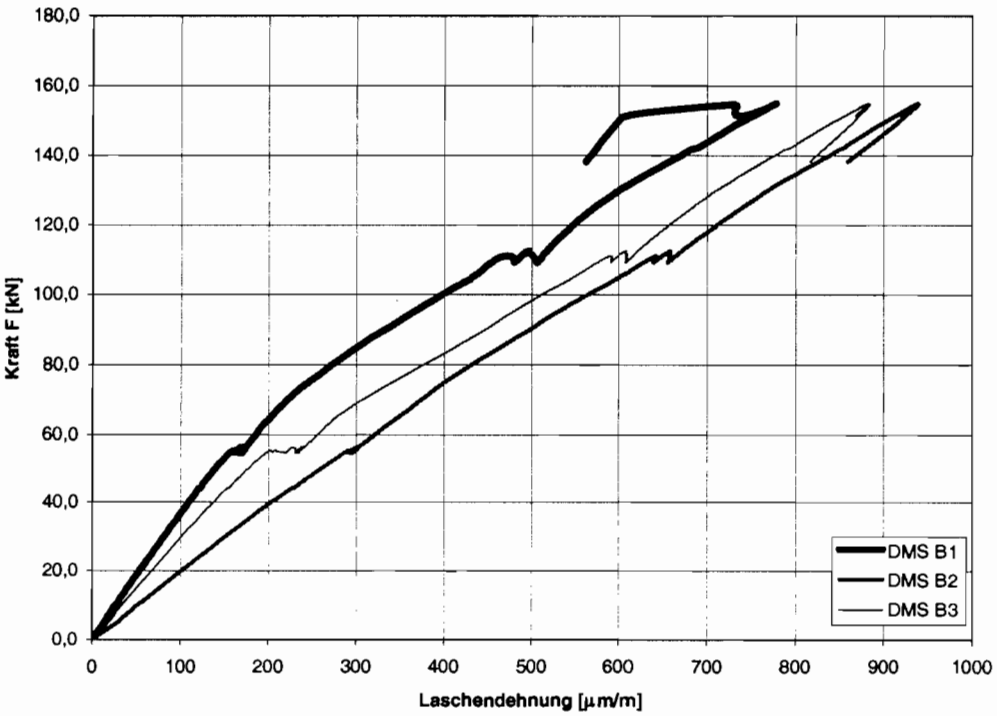


Bild C 25: Kraft-Laschendehnungsdiagramm, *sb1*, Seite B

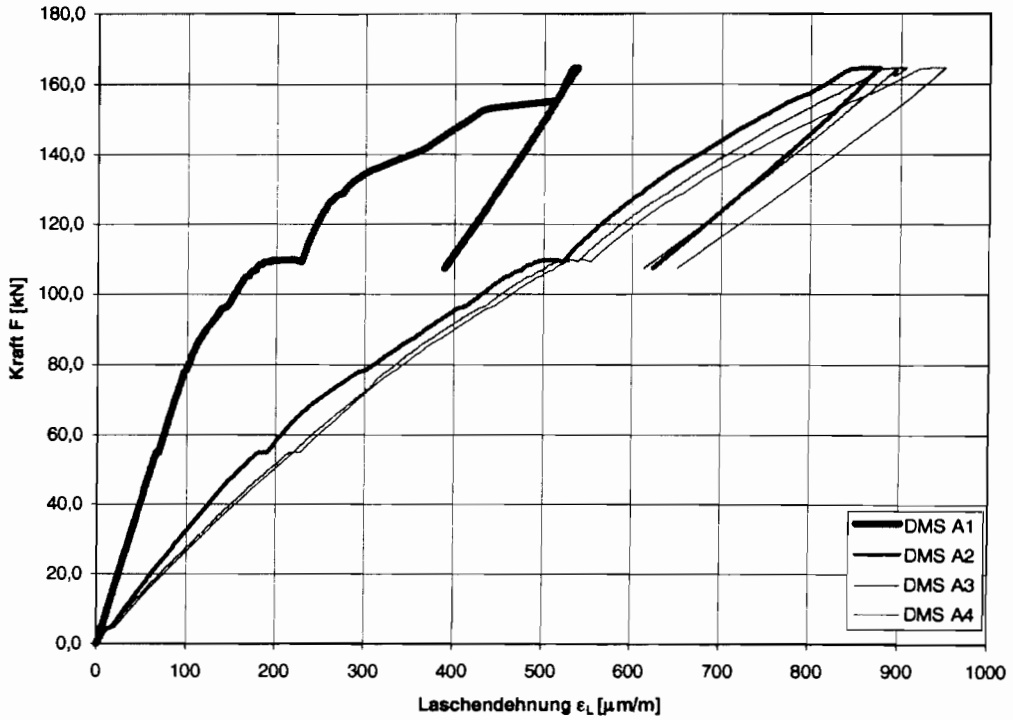


Bild C 26: Kraft-Laschendehnungsdiagramm, *sb2*, Seite A

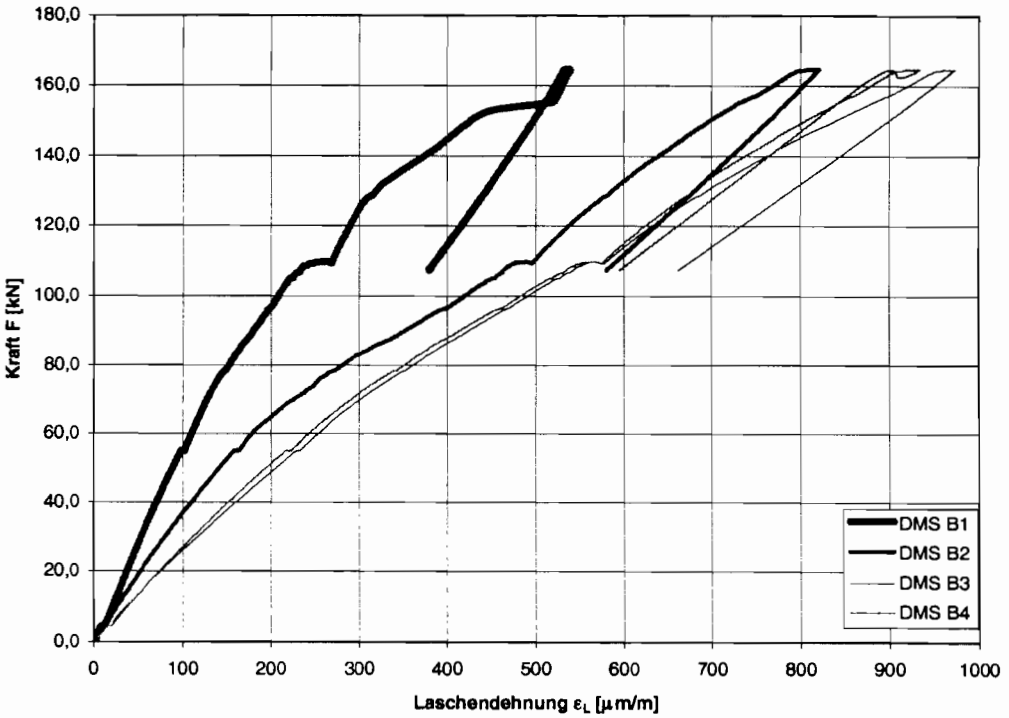


Bild C 27: Kraft-Laschendehnungsdiagramm, *sb2*, Seite B

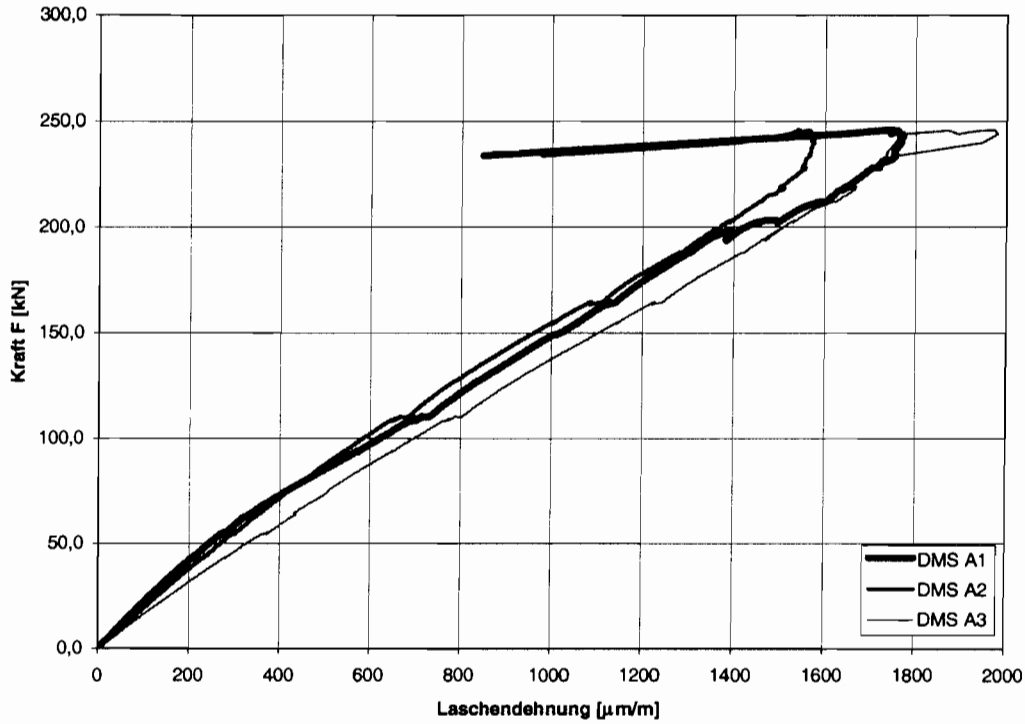


Bild C 28: Kraft-Laschendehnungsdiagramm, *sb3*, Seite A

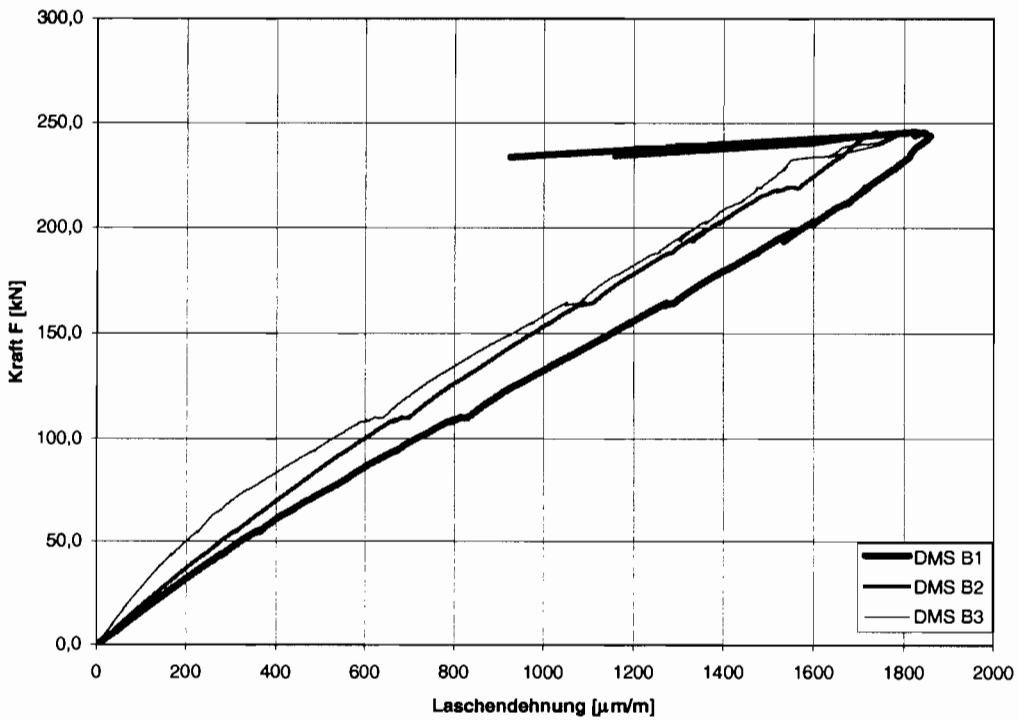


Bild C 29: Kraft-Laschendehnungsdiagramm, *sb3*, Seite B

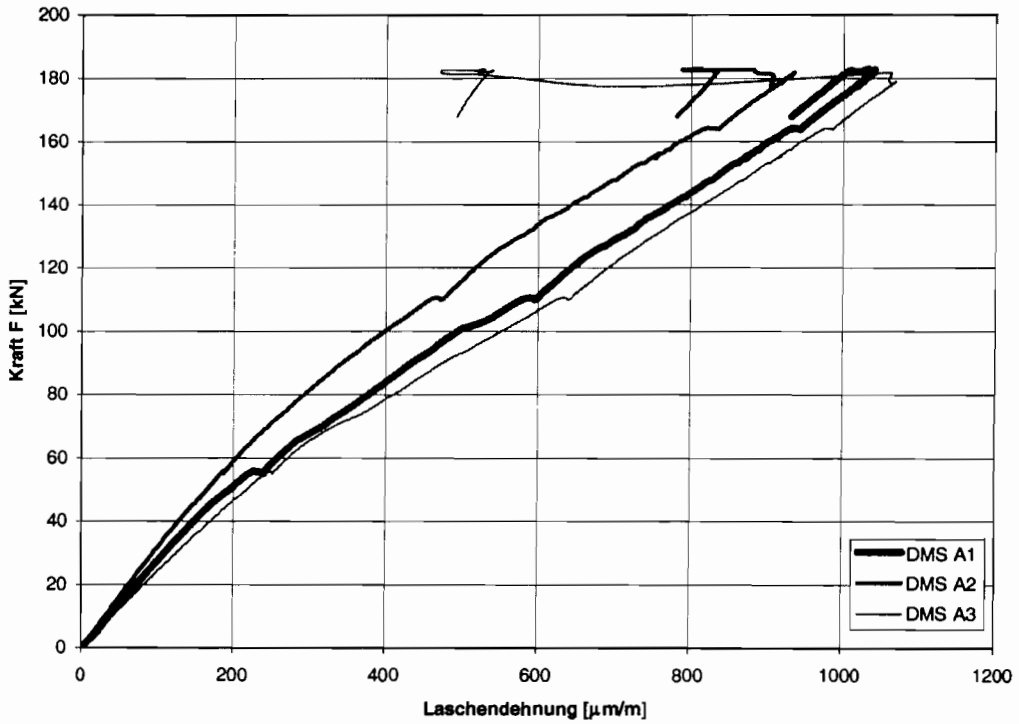


Bild C 30: Kraft-Laschendehnungsdiagramm, *sb4*, Seite A

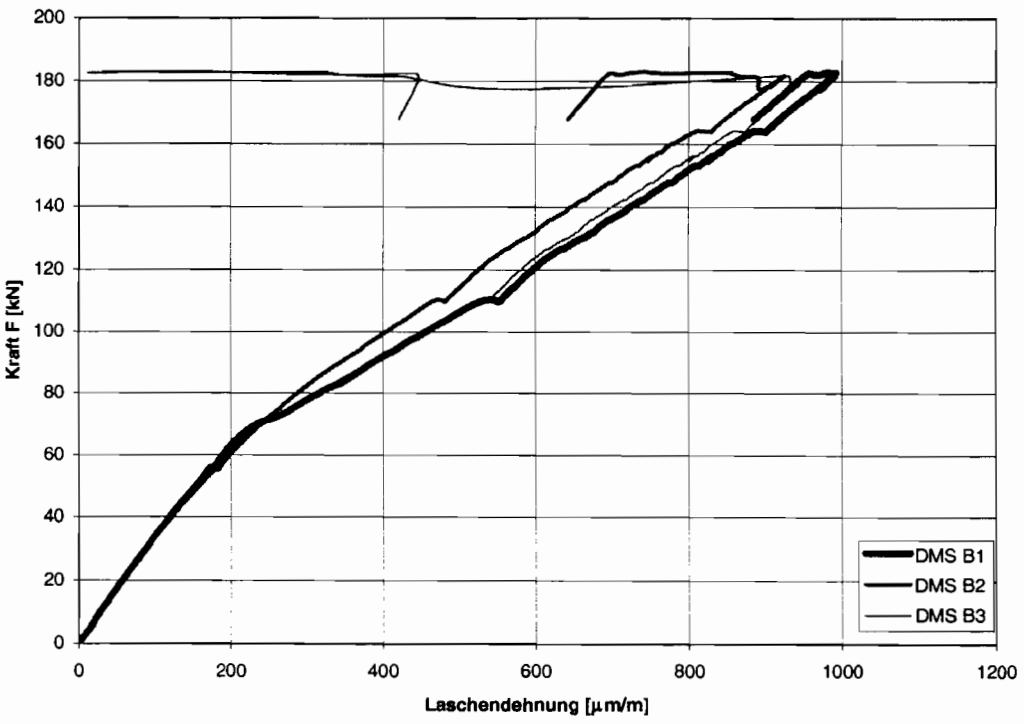


Bild C 31: Kraft-Laschendehnungsdiagramm, *sb4*, Seite B

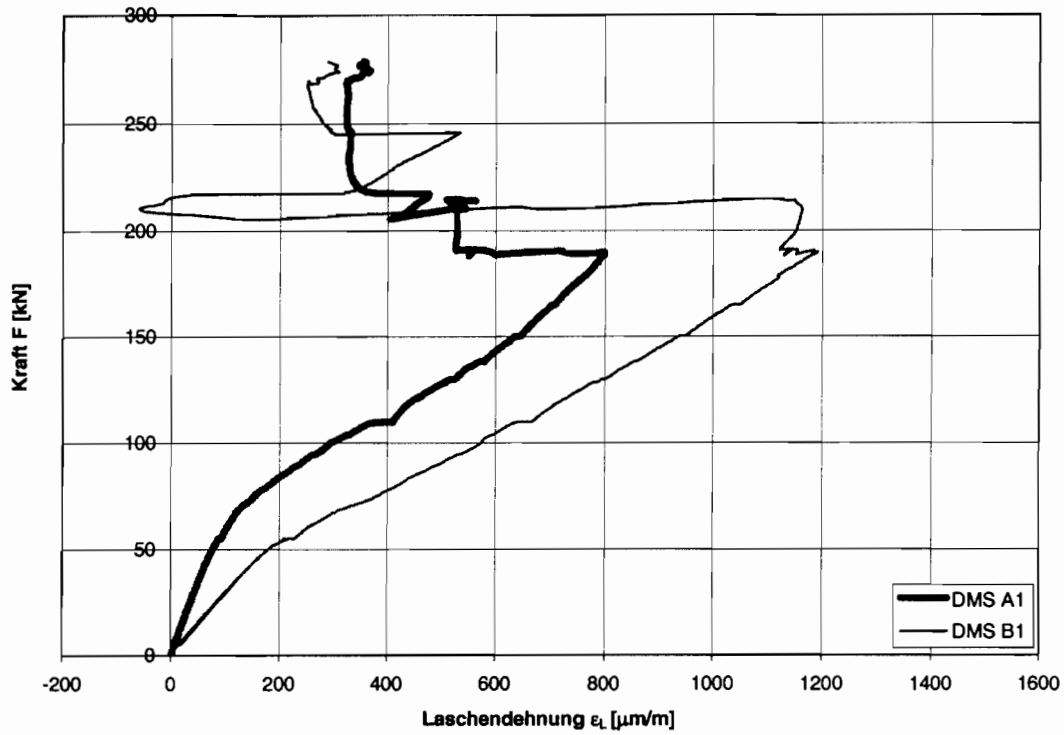


Bild C 32: Kraft-Laschendehnungsdiagramm, *sb5*, DMS A1/B1

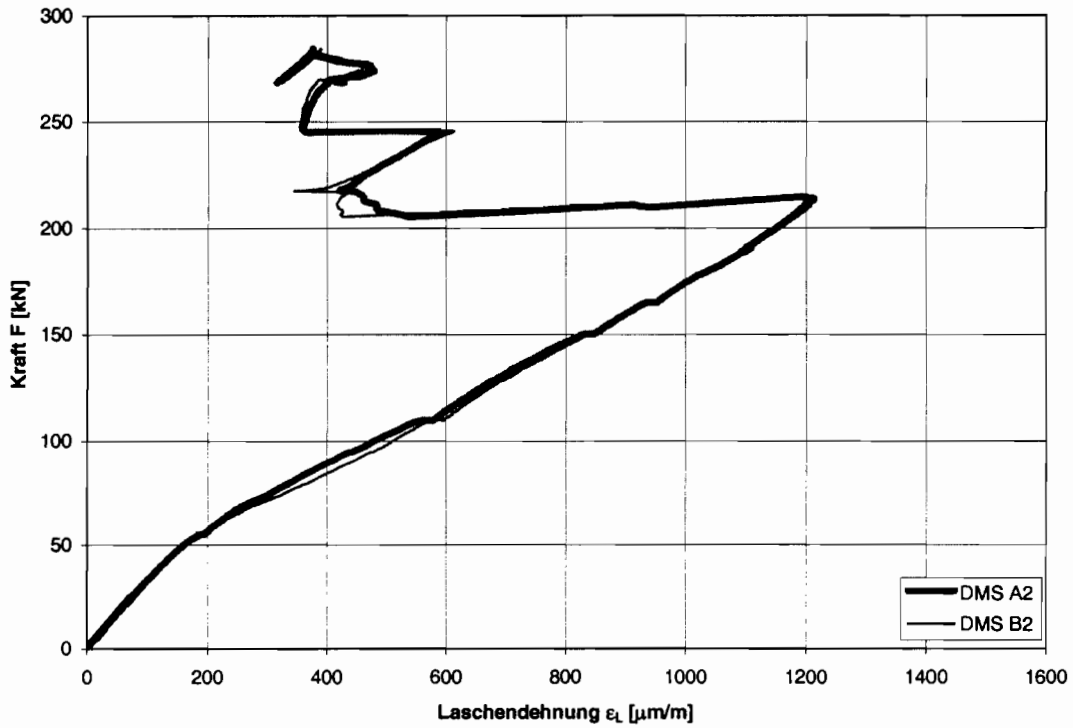


Bild C 33: Kraft-Laschendehnungsdiagramm, *sb5*, DMS A2/B2

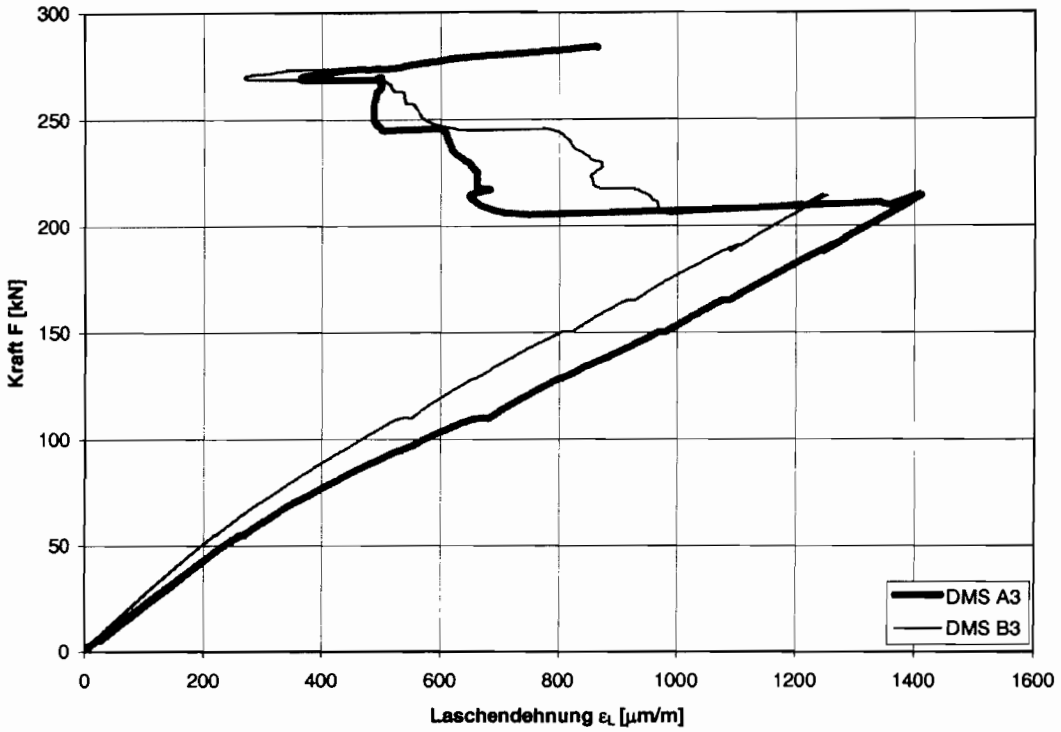


Bild C 34: Kraft-Laschendehnungsdiagramm, *sb5*, DMS A3/B3

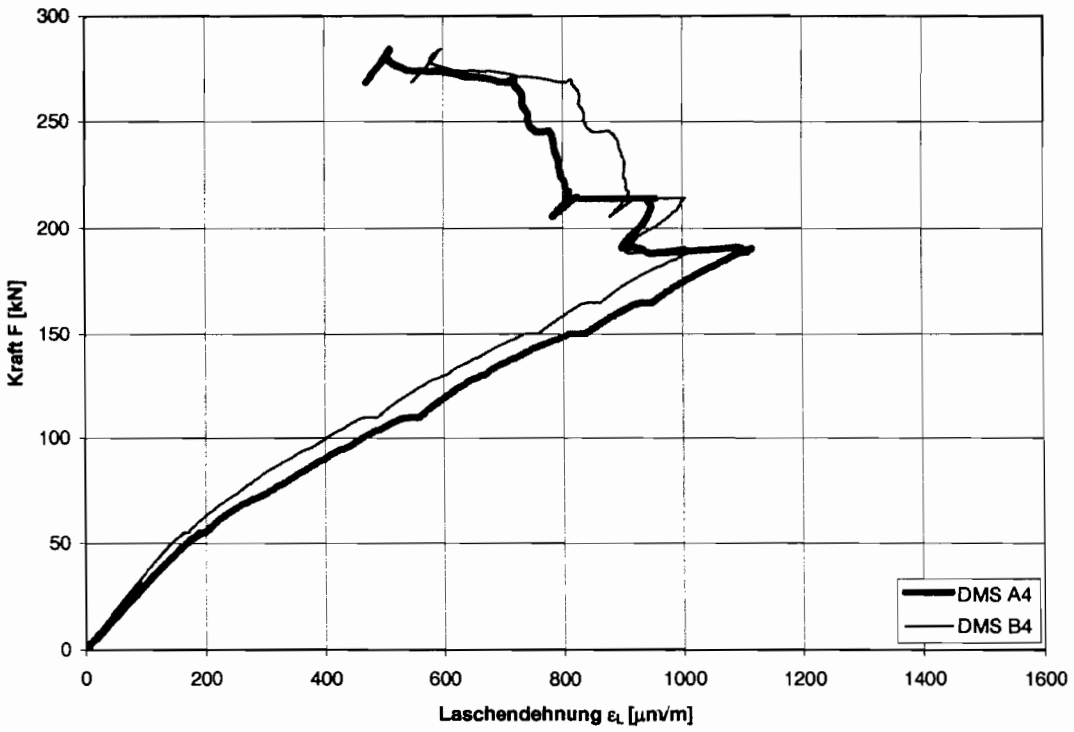


Bild C 35: Kraft-Laschendehnungsdiagramm, *sb5*, DMS A4/B4

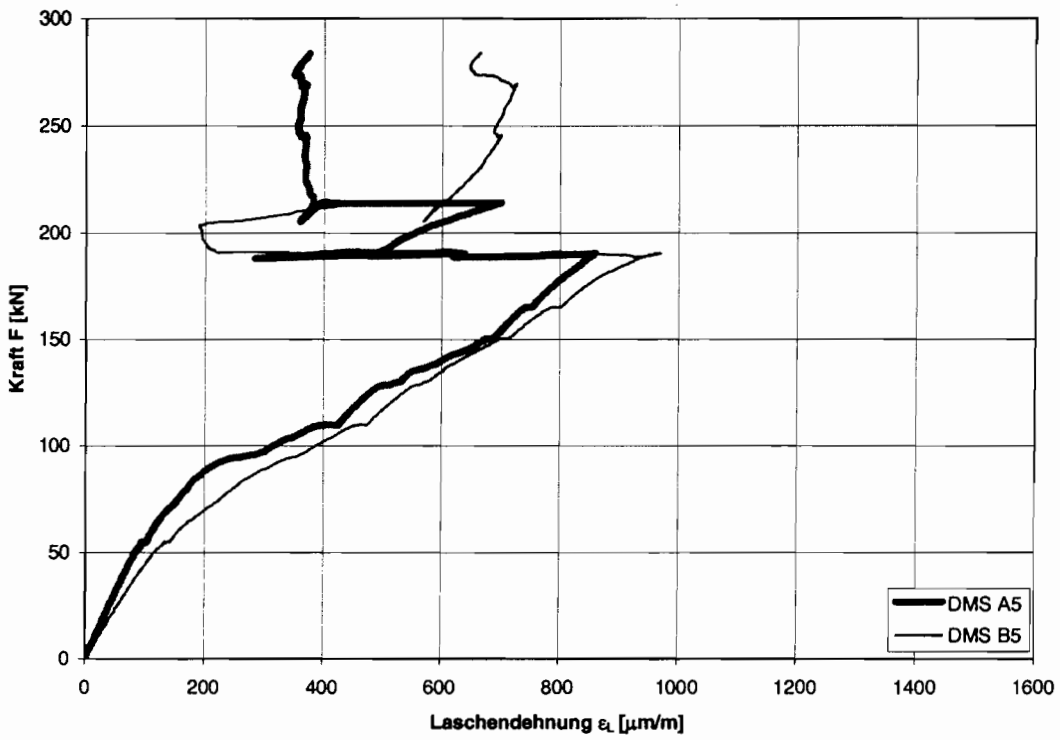


Bild C 36: Kraft-Laschendehnungsdiagramm, *sb5*, DMS A5/B5

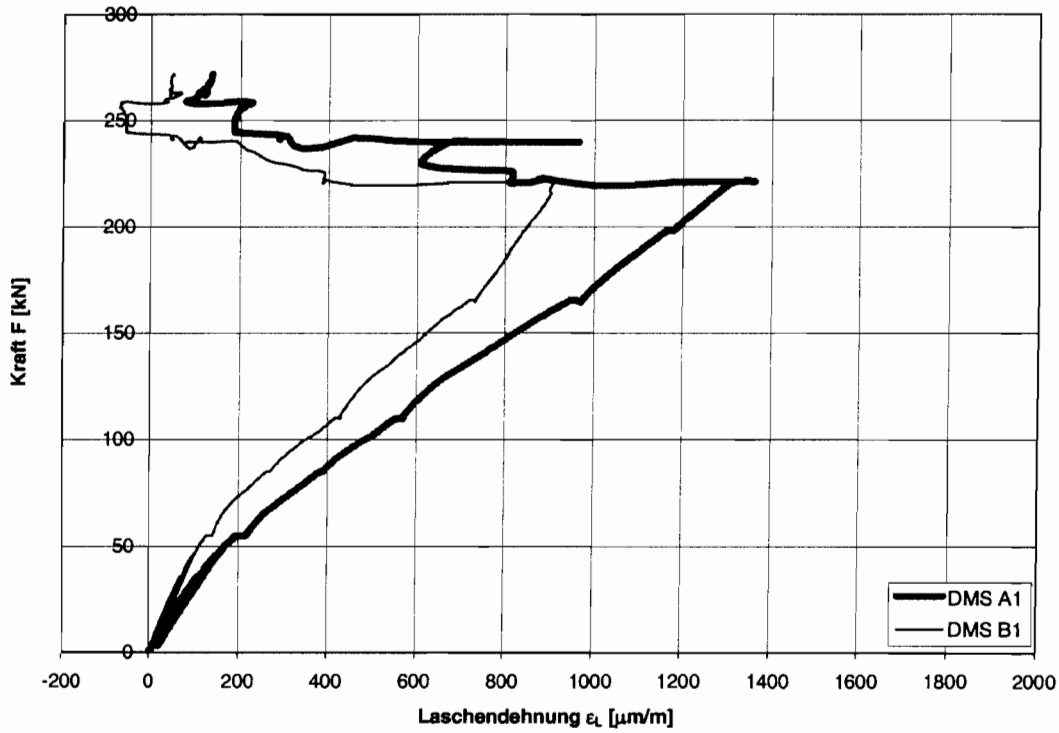


Bild C 37: Kraft-Laschendehnungsdiagramm, *sb6*, DMS A1/B1

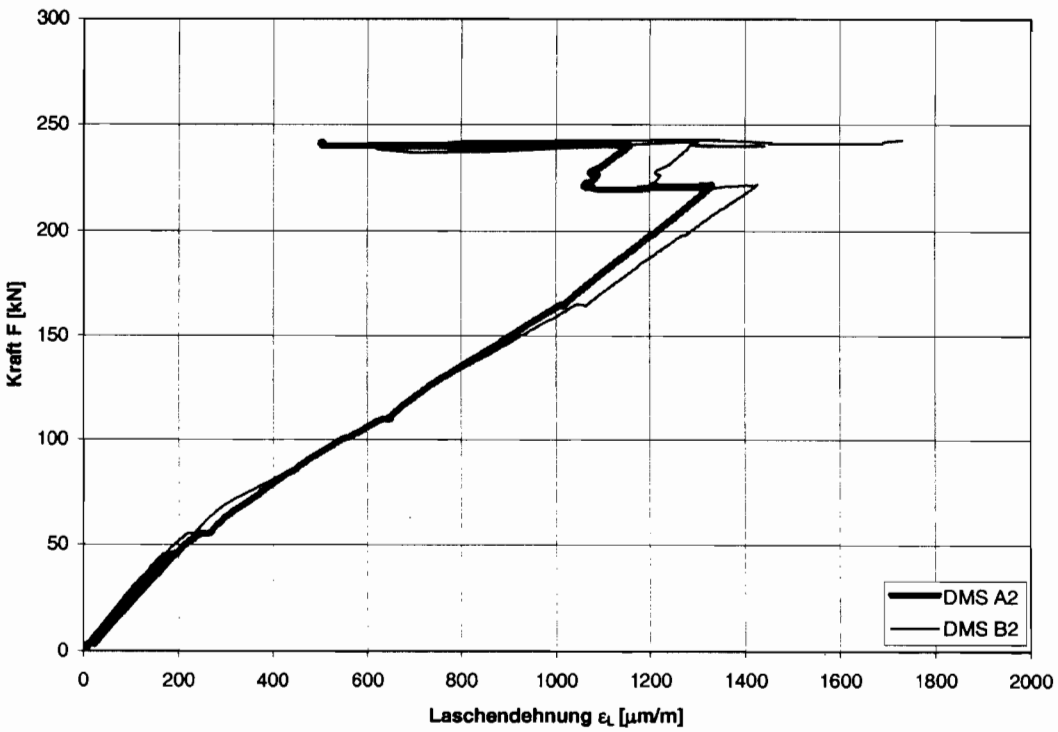


Bild C 38: Kraft-Laschendehnungsdiagramm, *sb6*, DMS A2/B2

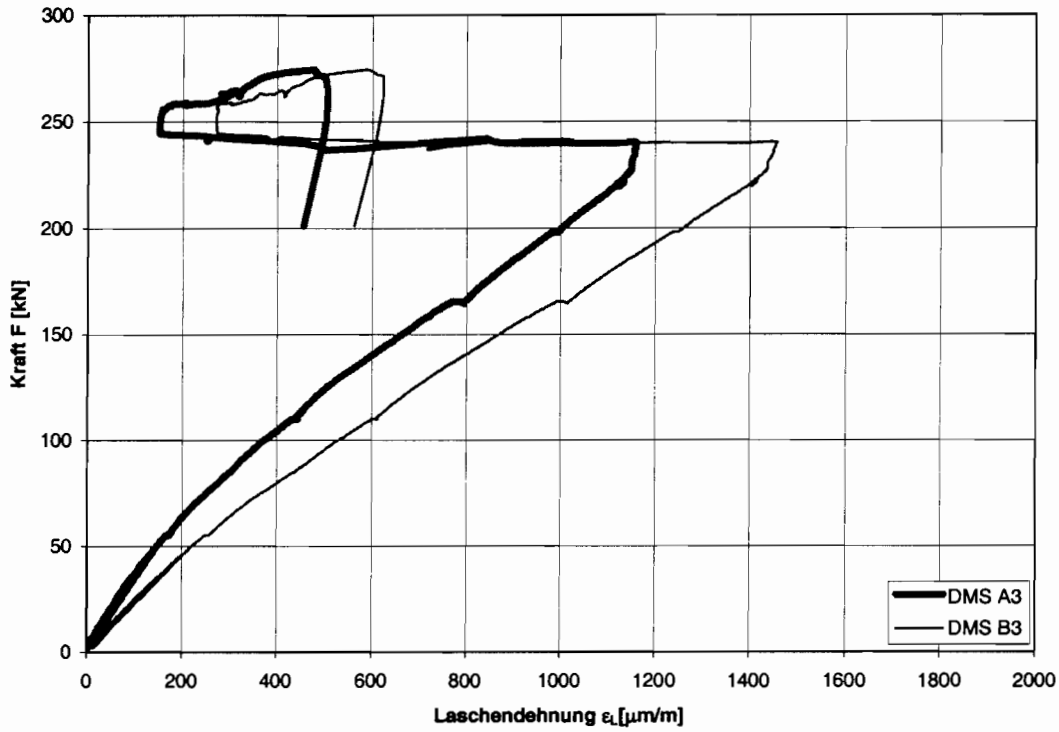


Bild C 39: Kraft-Laschendehnungsdiagramm, *sb6*, DMS A3/B3

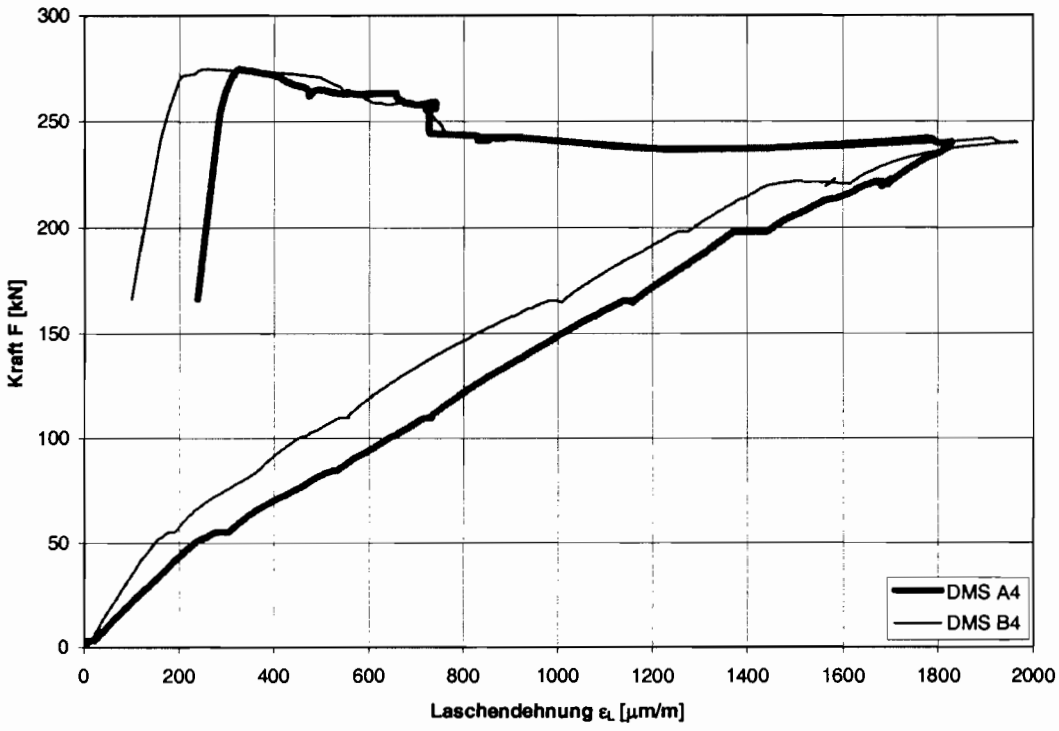


Bild C 40: Kraft-Laschendehnungsdiagramm, *sb6*, DMS A4/B4

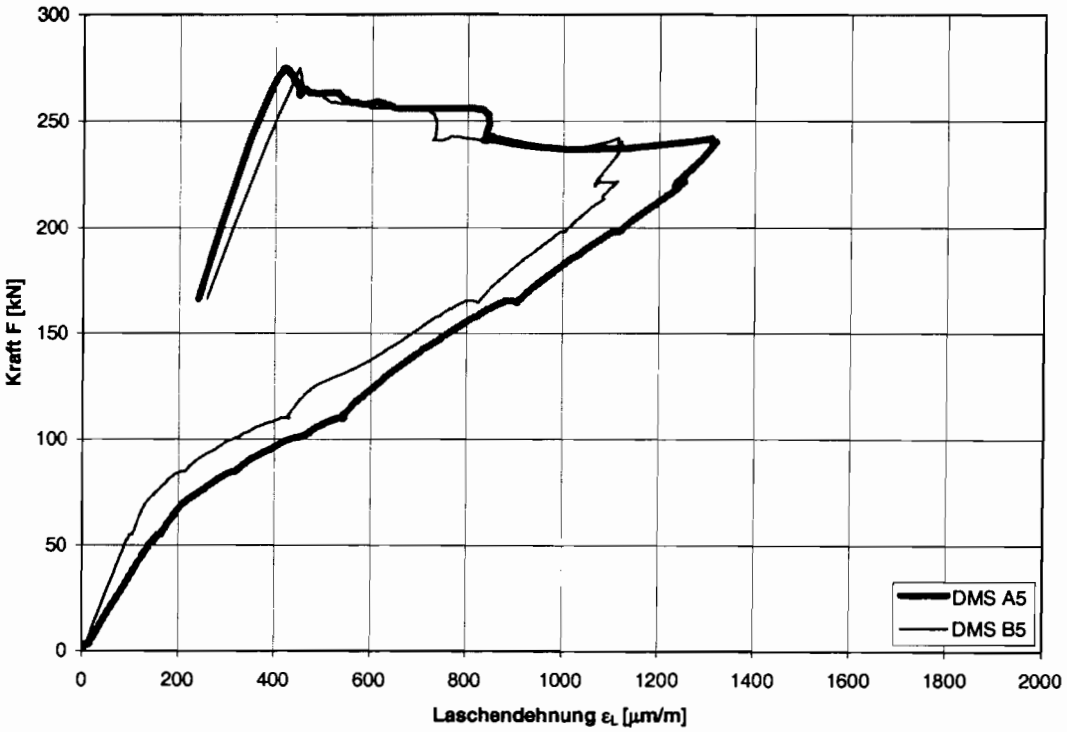


Bild C 41: Kraft-Laschendehnungsdiagramm, *sb6*, DMS A5/B5